

Grado en Ingeniería Mecánica
2018-2019

Trabajo Fin de Grado

“Análisis del comportamiento
dinámico de puentes ferroviarios
de alta velocidad frente al paso
de trenes de geometría no
convencional: Disposición de
ejes no simétrica”

Adrián Zapatero Matesanz

Tutor/es

Manuel Cuadrado Sanguino

Leganés, Marzo 2019



[Incluir en el caso del interés de su publicación en el archivo abierto]

Esta obra se encuentra sujeta a la licencia Creative Commons **Reconocimiento – No Comercial – Sin Obra Derivada**

Resumen

En este proyecto se pretende determinar si un tren regular con distribución de coches asimétrica se puede considerar interoperable a través de la red ferroviaria transeuropea de alta velocidad.

Para ello, se estudiarán los límites impuestos por el Eurocodigo 1 y el modelo HSLM expuesto en el Anejo E, y se realizara un estudio dinámico en aceleraciones y desplazamientos para una batería de trenes sobre una amplio número de puentes isostáticos comprobando si estos superan los límites marcados.

Agradecimientos

En primer lugar, agradecer a mi tutor, Manuel Cuadrado, su constante ayuda y apoyo durante la realización de este proyecto, a pesar de mis idas y venidas, y cambios repentinos.

También agradecer a mis padres y a mi hermano por el apoyo constante durante todo el grado.

Y agradecer a mis amigos por los ratos de distensión, que siempre son necesarios para desconectar.

Tabla de contenido

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación del proyecto	1
1.2. Objetivo del proyecto	2
2. MÉTODOS	3
2.1. Tren de alta velocidad	3
2.2. Marco regulador	4
2.3. Métodos de cálculo	4
2.3.1. Cálculo estático y coeficiente de impacto	4
2.3.2. Cálculo dinámico simplificado mediante la impronta dinámica del tren	4
2.3.3. Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con cargas móviles con DINAM v3.0	6
2.4. Herramientas	9
3. ESTUDIO	10
3.1. Definición de los elementos de estudio	10
3.1.1. Trenes estudiados	10
3.1.1.1. Tren dinámico universal	10
3.1.1.2. Trenes propuestos	11
3.1.2. Puentes estudiados	12
3.2. Cálculo de la impronta dinámica	15
3.3. Cálculo de la respuesta dinámica	19
3.3.1. Resultados obtenidos y análisis	21
3.3.1.1. Puente 1	22
3.3.1.2. Puente 2	24
3.3.1.3. Puente 3	26
3.3.1.4. Puente 4	28
3.3.1.5. Puente 5	30
3.3.1.6. Puente 6	32
3.3.1.7. Puente 7	34
3.3.1.8. Puente 8	36
3.3.1.9. Puente 9	38
3.3.1.10. Puente 10	40
3.3.1.11. Puente 11	42
3.3.1.12. Puente 12	44

3.3.1.13.	Puente 13	46
3.3.1.14.	Puente 14	48
3.3.1.15.	Puente 15	50
3.3.1.16.	Puente 16	52
3.3.1.17.	Puente 17	54
3.3.1.18.	Puente 18	56
3.3.1.19.	Puente 19	58
3.3.1.20.	Puente 20	60
3.3.1.21.	Puente 21	62
3.3.2.	Resumen de resultados	64
4.	CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS	66
4.1.	Conclusiones	66
4.2.	Trabajos futuros	66
5.	PRESUPUESTO	67
5.1.	Planificación	67
5.2.	Presupuesto	68
6.	BIBLIOGRAFÍA	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. DISPOSICIÓN TREN ARTICULADO	3
Figura 2. DISPOSICIÓN TREN CONVENCIONAL	3
Figura 3. DISPOSICIÓN TREN REGULAR	3
Figura 4. Ecuación de la impronta dinámica	5
Figura 5. DISTANCIAS X_k PARA EL CÁLCULO DE LA IMPRONTA DINÁMICA	5
Figura 6. ECUACIÓN DE LA ACELERACIÓN	6
Figura 7. ECUACIÓN DE LA LÍNEA DE FLUENCIA DINÁMICA	6
Figura 8. MODELO DE CARGA HSLM-A	10
Figura 9. DISTRIBUCIÓN TREN REGULAR	11
Figura 10. LÍMITES DE FRECUENCIA	14
Figura 11. GRAFICO ENVOLVENTES TDU-A PARA DIFERENTES AMORTIGUACIONES	15
Figura 12. GRÁFICO ENVOLVENTE TDU-A VS ENVOLVENTE TRENES REALES. $\Xi = 0\%$	16
Figura 13. GRÁFICO ENVOLVENTE TDU-A VS ENVOLVENTE TRENES REALES. $\Xi = 0,5\%$	16
Figura 14. GRÁFICO ENVOLVENTE TDU-A VS ENVOLVENTE TRENES REALES. $\Xi = 1\%$	17
Figura 15. GRÁFICO ENVOLVENTE TDU-A VS ENVOLVENTE TRENES REALES. $\Xi = 1,5\%$	17
Figura 16. TRES PRIMERO MODOS DE VIBRACION DE UN PUENTE ISOSTATICO	19
Figura 17. ACELERACIONES PUENTE 1	22
Figura 18. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 1	23
Figura 19. ACELERACIONES PUENTE 2	24
Figura 20. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 2	25
Figura 21. ACELERACIONES PUENTE 3	26
Figura 22. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 3	27
Figura 23. ACELERACIONES PUENTE 4	28
Figura 24. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 4	29
Figura 25. ACELERACIONES PUENTE 5	30
Figura 26. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 5	31
Figura 27. ACELERACIONES PUENTE 6	32
Figura 28. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 6	33
Figura 29. ACELERACIONES PUENTE 7	34
Figura 30. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 7	35
Figura 31. ACELERACIONES PUENTE 8	36
Figura 32. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 8	37
Figura 33. ACELERACIONES PUENTE 9	38
Figura 34. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 9	39
Figura 35. ACELERACIONES PUENTE 10	40
Figura 36. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 10	41
Figura 37. ACELERACIONES PUENTE 11	42
Figura 38. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 11	43
Figura 39. ACELERACIONES PUENTE 12	44
Figura 40. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 12	45
Figura 41. ACELERACIONES PUENTE 13	46
Figura 42. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 13	47
Figura 43. ACELERACIONES PUENTE 14	48
Figura 44. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 14	49
Figura 45. ACELERACIONES PUENTE 15	50
Figura 46. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 15	51

Figura 47. ACELERACIONES PUENTE 16	52
Figura 48. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 16	53
Figura 49. ACELERACIONES PUENTE 17	54
Figura 50. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 17	55
Figura 51. ACELERACIONES PUENTE 18	56
Figura 52. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 18	57
Figura 53. ACELERACIONES PUENTE 19	58
Figura 54. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 19	59
Figura 55. ACELERACIONES PUENTE 20	60
Figura 56. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 20	61
Figura 57. ACELERACIONES PUENTE 21	62
Figura 58. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 21	63
Figura 59. DIAGRAMA DE GANTT	68

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. ECUACIONES UTILIZADAS POR DINAM EN LOS CALCULOS A FLEXION	7
Tabla 2. APLICACIÓN DE LOS MODELOS DE CARGA HSLM-A Y HSLM-B	10
Tabla 3. MODELO DE CARGA HSLM-A	11
Tabla 4. PARAMETROS LÍMITE PARA LOS TRENES DE ALTA VELOCIDAD QUE CUMPLEN EL MODELO HSLM	11
Tabla 5. CARACTERISTICAS DE LOS TRENES PROPUESTOS	12
Tabla 6. CARACTERISTICAS DE LOS PUENTES ESTUDIADOS	13
Tabla 7. VALORES DE AMORTIGUAMIENTO A CONSIDERAR	14
Tabla 8. PUNTOS MÁXIMOS DE RESONANCIA DE CADA TREN	18
Tabla 9. VALORES DE VELOCIDAD ANGULAR, FRECUENCIA Y MASA DE CADA PUENTE	20
Tabla 10. RELACION DE TRENES VALIDOS RESPECTO A CADA PUENTE	64
Tabla 11. PUENTES ACORDES AL EUROCODIGO Y LA IAPF	65
Tabla 12. ORGANIZACIÓN DEL DIAGRAMA DE GANTT	67
Tabla 13. COSTES DE PERSONAL	68
Tabla 14. COSTE DE EQUIPOS	68
Tabla 15. COSTE DE LICENCIAS	68

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación del proyecto

Con la publicación en 1996 de la directiva 96/48/CE se sentaban las bases de la interoperabilidad del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad ($V \geq 220$ km/h). En esta directiva se define interoperabilidad como la capacidad del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad para permitir la circulación de trenes de alta velocidad de una forma segura e ininterrumpida siempre que se cumpliesen los requerimientos especificados.

Esta directiva fue sustituida posteriormente por la directiva 2008/57/CE que recoge, además de las bases para el transporte de alta velocidad las bases para el transporte del ferrocarril convencional ($V < 220$ km/h) en un solo documento. Además, esta directiva incluye las especificaciones técnicas de interoperabilidad que definen las pautas técnicas requeridas para satisfacer los requisitos esenciales marcados por la directiva.

El objetivo principal de la interoperabilidad europea es marcar un mínimo de armonización técnica en los diferentes sistemas ferroviarios de los países miembros, con el fin de conseguir un sistema ferroviario transitable de forma abierta.

Con estas directivas se pretende definir una red transeuropea ferroviaria de alta velocidad que incluye aquellas líneas que:

- Están acondicionadas para velocidades iguales o superiores a 250 km/h
- Están construidas para velocidades del orden de 200 km/h
- Están acondicionadas para la alta velocidad pero que tienen un carácter específico debido a dificultades topográficas, de relieve o de entorno urbano.

Además, en 2003, con la actualización de la norma UNE-EN 1991-2 se definieron las condiciones para que un tren pudiese ser interoperable a lo largo de la red transeuropea ferroviaria. En el anejo E de dicha norma, se define toda la información relativa a las características que deben de tener los diferentes tipos de trenes.

En general, hoy en día, los trenes se constituyen con una distribución de coches simétrica, pero dado que en esta norma no se especifica claramente que esto deba ser así, queda abierta la posibilidad de conformar trenes con una distribución no simétrica.

Por esta razón, nace una necesidad de determinar que, si por diferentes razones, un fabricante decide crear un tren con distribución de coches asimétricas, éste podría ser interoperable a través de la red ferroviaria transeuropea.

1.2. Objetivo del proyecto

El objetivo de este proyecto será comprobar si un tren con una distribución de coches asimétrica podría considerarse interoperable.

Para ello, siguiendo estas directrices se comprobarán los efectos dinámicos de una batería de trenes asimétricos sobre una amplia gama de puentes isostáticos. Estos trenes tendrán una longitud de alrededor de 400 m y los viaductos tendrán un vano mayor de 7 m.

Como cálculo previo, se compararán la impronta dinámica de los trenes estudiados definidos en el punto 3.1.1.2 del proyecto y se compararán sus improntas dinámicas¹ con las del tren dinámico universal A definido en el Eurocodigo 1 (que se detalla en 3.1.1.1).

Posteriormente, el grueso del proyecto será el estudio dinámico del paso de estos trenes sobre los viaductos propuestos para un barrido de velocidades de hasta 560 km/h. De esta manera se estudiará si los efectos (deflexiones y aceleraciones en tablero) producidos por trenes asimétricos, pero que cumplen el resto de las condiciones marcadas por el Eurocódigo 1, superan las producidas por el TDU-A. En caso de que esto ocurriera, habría que concluir que dichas composiciones no se pueden considerar como interoperables. En caso contrario, aunque no se trataría de una demostración, sí que podría considerarse como un indicio para apoyar la interoperabilidad de dichos trenes.

¹Se conoce como impronta dinámica la “huella” del tren, que se representa como una curva que muestra los efectos dinámicos generados en un puente de ferrocarril, y que ofrece previa del comportamiento dinámico de los trenes. En el punto 2.3.2 se detalla el procedimiento de cálculo de dicha impronta.

2. MÉTODOS

2.1. Tren de alta velocidad

Los trenes de alta velocidad son aquellos que superan los 220 km/h de velocidad de circulación [2]:

- **Tren articulado:** Entre cada coche hay un bogie con dos ejes que comparten situado en el centro de los dos coches. Ejemplo de este tipo de tren en Europa son: THALYS, AVE y EUROSTAR

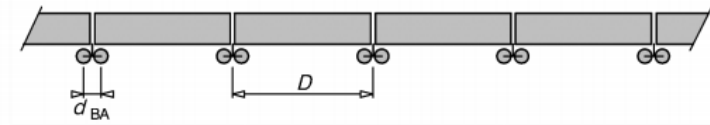


Figura 1. DISPOSICIÓN TREN ARTICULADO

- **Tren convencional:** cada coche de pasajeros está formado por dos bogies, cada uno con dos ejes. Ejemplo de este tipo de tren en Europa son: ICE2, ETR-Y y VIRGEN.

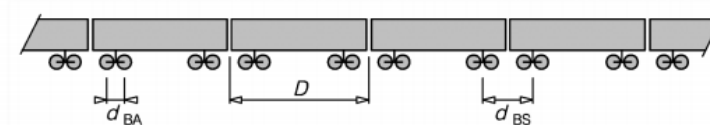


Figura 2. DISPOSICIÓN TREN CONVENCIONAL

- **Tren regular:** No existe bogie en este caso, el apoyo se produce en un eje único entre cada dos coches. Ejemplo de este tipo de tren en Europa es: TALGO AV

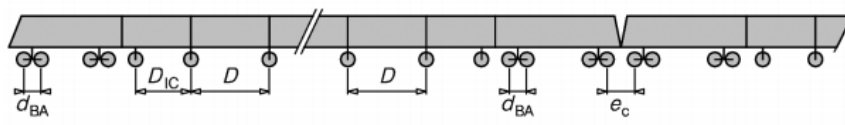


Figura 3. DISPOSICIÓN TREN REGULAR

Este tipo de tren será el objeto de estudio de este proyecto.

2.2. Marco regulador

La principal normativa aplicada es:

- **UNE-EN 1991-2: Acciones en estructuras. Cargas de tráfico en puentes.** Dentro de esta normativa europea se aplica principalmente el **Anejo E: Límites de validez del modelo de carga HSLM y selección del tren universal crítico de HSLM-A.**
- Directiva 2008/57/CE sobre la interoperabilidad del sistema ferroviario dentro de la comunidad junto con las diferentes especificaciones técnicas de interoperabilidad publicadas a posteriori:
 - o Directiva 2009/131/CE que modifica el anexo VII de la directiva 2008/57/CE.
 - o Directiva 2011/18/UE que modifica los anexos II, V y VI de la directiva 2008/57/CE.
 - o Directiva 2013/9/UE que modifica el Anexo III de la directiva 2008/57/CE
 - o Directiva 2013/38/UE que modifica el Anexo III de la directiva 2008/57/CE en lo relativo a contaminación acústica.
 - o Directiva 2014/106/UE que modifica los anexos V y VI de la directiva 2008/57/CE

Además, utiliza como referencia **Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)**. Impulsada por el ministerio de fomento del gobierno español.

2.3. Métodos de cálculo

Los diferentes métodos de cálculo se encontrarían en la IAPF y en la norma UNE-EN 1991-2. Los más empleados serían los expuestos en los siguientes puntos.

2.3.1. Cálculo estático y coeficiente de impacto

Para la utilización de este método, los efectos dinámicos máximos, se calcularán aplicando un coeficiente de impacto a los esfuerzos estáticos correspondientes a un tren tipo. Este coeficiente de impacto representa la envolvente de requerimientos obtenida en un conjunto amplio de puentes y otros elementos estructurales existentes, lo que limita el cálculo a velocidades menores de 220 km/h.

Como el objetivo de este proyecto son el estudio para velocidades superiores a 220 km/h este método no tendría validez.

2.3.2. Cálculo dinámico simplificado mediante la impronta dinámica del tren

El método LIR es uno de los métodos simplificados de cálculo para el análisis de desplazamientos y aceleraciones producidas en una viga isotaca tras el paso de cada eje de tren por está considerándose cada eje como una carga puntual.

El origen de este método se encuentra en el informe ERRI D214 RP6, publicado en marzo de 1999 por el European Rail Research institute.

El método LIR busca los valores máximos de respuesta de la estructura generados por las vibraciones producidas como límite del comportamiento de la propia estructura.

Para poder aplicar este método hay que tener en cuenta que puede ser aplicado para cualquier rango de velocidades, que no existe una limitación en frecuencia o masa mínima y que solo se puede aplicar en puentes isostáticos.

La impronta dinámica vendría a ser la curva característica del tren que representa la agresividad en términos dinámicos del tren sobre el puente de ferrocarril. En ningún caso depende de las características del puente, únicamente de las cargas por eje y del amortiguamiento

G(λ): Impronta dinámica:

$$G(\lambda) = \max_{k=1} \sqrt{\left[\sum_{i=1}^k F_i \cos(2\pi\delta_i) e^{-2\xi\pi\delta_i} \right]^2 + \left[\sum_{i=1}^k F_i \sin(2\pi\delta_i) e^{-2\xi\pi\delta_i} \right]^2}$$

Figura 4. Ecuación de la impronta dinámica

Los parámetros de cálculo de estas fórmulas son:

f₀: Primera frecuencia propia de flexión del puente.

v: Velocidad de paso del tren.

ξ: Tasa de amortiguamiento estructural del puente.

λ=v/f₀: Longitud de onda de excitación

K= λ/2L

δ_i = (x_k - x_i) / λ

x_i: Distancia del eje i al primer eje de la composición.

k: Índice que indica la longitud del subtren.

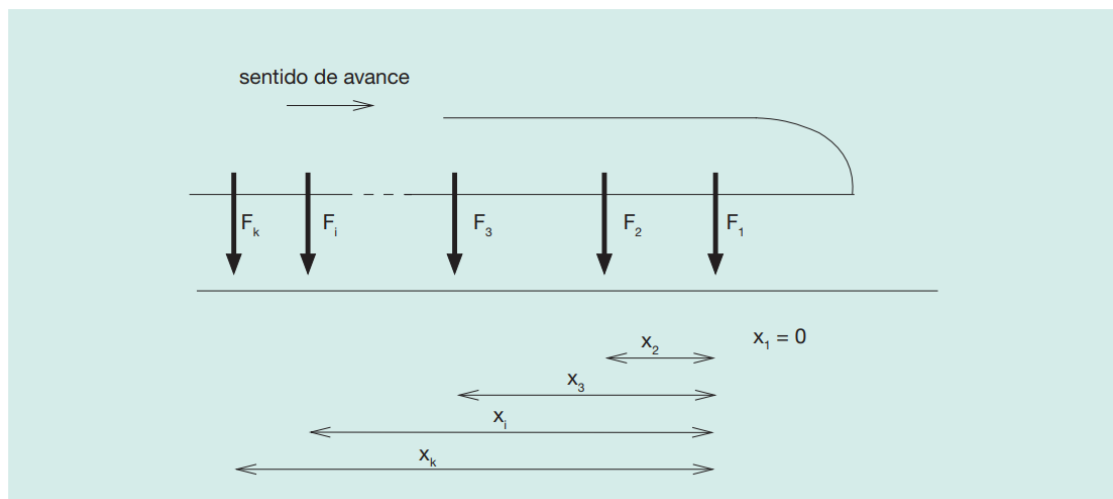


Figura 5. DISTANCIAS x_k PARA EL CÁLCULO DE LA IMPRONTA DINÁMICA

Una vez definida la impronta se pasa al cálculo de la aceleración

$$\Gamma = C_t \cdot A(K) \cdot G(\lambda)$$

Figura 6. ECUACIÓN DE LA ACELERACIÓN

Siendo:

$$C_t = \frac{2}{M}$$

A(K): Línea de influencia dinámica: Depende únicamente de las características del tren, la distribución de cargas por eje y el amortiguamiento.

$$A(K) = \frac{K}{1 - K^2} \sqrt{e^{-2\xi\frac{\pi}{K}} + 1 + 2 \cos\left(\frac{\pi}{K}\right) e^{-\xi\frac{\pi}{K}}}$$

Figura 7. ECUACIÓN DE LA LÍNEA DE FLUENCIA DINÁMICA

Esta última parte del proceso no se realizará en el proyecto puesto que lo que se busca es únicamente un cálculo previo con la impronta para conocer la respuesta de los trenes.

2.3.3. Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con cargas móviles con DINAM v3.0

El programa DINAM v3.0 simula el cálculo dinámico de un puente sometido a cargas móviles ferroviarias, calculando desplazamientos y aceleraciones en las diferentes secciones del mismo. Calcula por integración directa en el tiempo, teniendo en cuenta un modelo de cargas móviles representativas de las fuerzas transmitidas por eje.

Se tiene en cuenta que cada una de estas cargas móviles tienen un valor dado que es móvil con el tren, por lo que no se tiene en cuenta la interacción vehículo-estructura, pero si se incluyen los posibles efectos resonantes sobre la estructura.

Para estructuras sencillas, como las tratadas en este proyecto, el método utilizado para este cálculo se basa en la descomposición en los modos de vibración de la estructura. Este tipo de análisis supone un comportamiento lineal de la estructura, siendo esta una hipótesis válida para mayoría de las situaciones reales.

Partiendo de las ecuaciones dinámicas de la elástica, se admite la descomposición de la respuesta en función de las formas modales y sus amplitudes correspondientes, desacoplando de esta manera las ecuaciones dinámicas necesarias y obteniendo una ecuación independiente para cada modo de vibración. Este sistema de ecuaciones desacopladas es resuelto con el uso de algoritmos paso a paso Newmark-Beta.

En este caso el cálculo se realizará para flexión únicamente, pero DINAM 3.0 podría calcular también los efectos de torsión.

En las siguientes tablas se incluyen las ecuación y parámetros necesarios para el cálculo realizado por el programa:

Tabla 1. ECUACIONES UTILIZADAS POR DINAM EN LOS CALCULOS A FLEXION

<p>Ecuación dinámica de la elástica para una carga aislada</p> <p>(sin amortiguamiento)</p>	$m \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + EI \cdot \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} = p(x, t)$ <p>donde:</p> <p>m: masa lineal del tablero [kgm⁻¹]</p> <p>u(x,t) flecha vertical de un punto del tablero [m]</p> <p>EI: rigidez a flexión del tablero [Nm²]</p> <p>p(x,t) carga aplicada por m [Nm⁻¹]</p>
<p>Descomposición modal</p>	$u(x, t) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \cdot \phi_i(x)$ <p>donde:</p> <p>y_i: amplitud de la respuesta del modo i (coordenada generalizada, en este caso desplazamientos)</p> <p>Φ_i: formas modales de flexión</p> <p>n: número de modos de flexión</p>
<p>Formas modales</p>	<p>Caso particular: puente isostático</p> $\phi_i(x) = \text{sen}\left(\frac{i \cdot \pi \cdot x}{L}\right)$ <p>donde:</p> <p>L: longitud del tablero</p> <p>X: coordenada del punto a lo largo del tablero</p>
<p>Frecuencias propias de flexión</p>	$f_i = \frac{i^2 \cdot \pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m \cdot L^4}}$ <p>(siendo la frecuencia angular propia ω_i = 2πf_i)</p>
<p>Masa generalizada</p>	<p>La expresión general es.</p> $M_i = m \cdot \int_0^L \phi_i^2(x) \cdot dx$ <p>Para que</p> $M_i = \frac{m \cdot L}{2}$

	<p>deberán usarse las formas modales normalizadas como</p> $\phi_i^n = f \cdot \phi_i$ <p>donde</p> $f = \sqrt{\frac{L}{2 \cdot \int_0^L \phi_i^2(x) \cdot dx}}$
Rigidez generalizada	$K_i = EI \cdot \int_0^L \phi_i^n(x) \cdot \frac{\partial^4 \phi_i^n(x)}{\partial x^4} \cdot dx$
Amortiguamiento modal	$C_i = 2 \cdot \zeta_i \cdot \omega_i \cdot M_i$ <p>donde:</p> <p>ζ_i: tasa de amortiguamiento respecto al crítico</p>
<p>Ecuaciones desacopladas con tren de cargas</p> <p>(considerando amortiguamiento)</p>	$M_i \cdot \ddot{y}_i + C_i \cdot \dot{y}_i + K_i \cdot y_i = \sum_{k=1}^{N_e} \phi_i(v \cdot t - d_k) \cdot F_k$ <p>donde:</p> <p>M_i: masa generalizada</p> <p>C_i: amortiguamiento generalizado</p> <p>K_i: rigidez generalizada</p> <p>v: velocidad del tren</p> <p>N_e: número de ejes del tren</p> <p>d_k: distancia de cada eje k a la entrada del puente en el instante inicial</p> <p>F_k: carga de cada eje k</p> <p>Se resuelve el sistema de ecuaciones con algoritmo Newmark-Beta lineal ($\beta=1/4$) obteniéndose:</p> <p>desplazamiento debido a flexión</p> $d_{flex}(x, t) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \cdot \phi_i(x)$ <p>aceleración debida a flexión:</p> $a_{flex}(x, t) = \sum_{i=1}^n \ddot{y}_i(t) \cdot \phi_i(x)$

2.4. Herramientas

Los diferentes programas que se utilizarán a lo largo de la realización de este proyecto serán:

- EXCEL: Para realizar múltiples cálculos de forma sencilla y ordenada.
- WORD: Para la redacción de texto
- DINAM v3.0: Para la realización de cálculos dinámicos en un puente sometido a cargas dinámicas. Programa desarrollado por CIDI S.L.
- ADOBE acrobat Reader DC: Para la compresión del documento de WORD
- POWER POINT: Para la crear la presentación de cara a la exposición del proyecto.

3. ESTUDIO

3.1. Definición de los elementos de estudio

3.1.1. Trenes estudiados

Para la definición de los trenes estudiados se ha utilizado el anexo E de la norma UNE-EN 1991:2. En este anexo se definen las características los trenes del modelo HSLM y las reglas para la creación de trenes modelo.

3.1.1.1. Tren dinámico universal

El tren dinámico universal el modelo que garantiza resultados envolventes de los efectos dinámicos producidos por los diferentes tipos de tren de alta velocidad de acuerdo a la especificación técnica de interoperabilidad.

Según la longitud del vano de puente a estudiar existen dos tipos de tren. Para vanos de $L \geq 7\text{m}$ se utiliza el modelo HSLM-A y para vanos de $L < 7\text{m}$ el HSLM-B. ambos modelos tienen sus requisitos en la siguiente tabla:

Tabla 2. APLICACIÓN DE LOS MODELOS DE CARGA HSLM-A Y HSLM-B

Configuración estructural	Luz	
	$L < 7\text{ m}$	$L \geq 7\text{ m}$
Vano simplemente apoyado ^a	HSLM-B ^b	HSLM-A ^c
Estructura continua ^a o Estructura compleja ^e	HSLM-A Trenes A1 a A10 ambos incluidos ^d	HSLM-A Trenes A1 a A10 ambos incluidos ^d
^a Válido para puentes con únicamente vigas longitudinales o con losa biapoyada con efectos de esviaje despreciables sobre apoyos rígidos. ^b En vanos simplemente apoyados con una luz de hasta 7 m se puede usar para el análisis un solo tren universal crítico del modelo HSLM-B, de acuerdo con el punto (5) del apartado 6.4.6.1.1. ^c En vanos simplemente apoyados con una luz igual o superior a 7 m se puede usar para el análisis dinámico un solo tren universal crítico del modelo HSLM-A, de acuerdo con el anexo E (alternativamente se pueden utilizar los trenes universales A1 a A10, ambos incluidos). ^d Todos los trenes A1 a A10, ambos incluidos, deberían utilizarse en el proyecto. ^e Cualquier estructura que no cumpla con la nota ^a anterior, por ejemplo, una estructura esviada, un puente con un comportamiento torsional significativo, estructura con vigas artesas con modos de vibración significativos en la losa y en las vigas principales, etc. Además, para estructuras complejas con modos de vibración significativos de las losas (por ejemplo, estructura con vigas artesas con losas delgadas) también debería aplicarse el modelo HSLM-B. NOTA – El anexo nacional o cada proyecto concreto pueden especificar requisitos adicionales referentes a la aplicación de los modelos HSLM-A y HSLM-B a estructuras continuas y complejas.		

Para este proyecto se han utilizado puentes de vano $\geq 7\text{m}$. Por lo tanto, el modelo a utilizar es el HSLM-A.

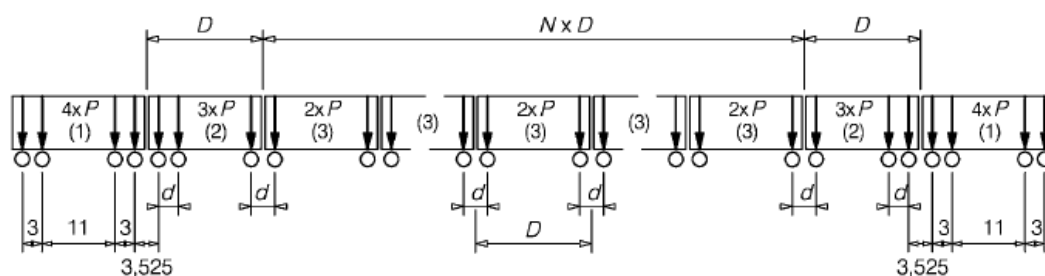


Figura 8. MODELO DE CARGA HSLM-A

Los trenes que corresponden a este modelo serían los siguientes:

Tabla 3. MODELO DE CARGA HSLM-A

Tren Universal	Número de coches intermedios N	Longitud del coche D [m]	Separación entre los ejes del bogie d [m]	Carga puntual P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

3.1.1.2. Trenes propuestos

De acuerdo al Anexo E de la UNE-EN 1991-2, se generan una serie de trenes con distribución de trenes asimétricos de tipo regular que tendrán que tener unos parámetros de carga y de las diferentes distancias requeridas por el Eurocodigo 1 acordes a la tabla 4.

Tabla 4. PARAMETROS LÍMITE PARA LOS TRENES DE ALTA VELOCIDAD QUE CUMPLEN EL MODELO HSLM

Tipo de tren	P [kN]	D [m]	D_{IC} [m]	e_c [m]
Articulado	170	$18 \leq D \leq 27$	–	–
Convencional	Menor que 170 o el valor correspondiente a la ecuación E.2	$18 \leq D \leq 27$	–	–
Regular	170	$10 \leq D \leq 14$	$8 \leq D_{IC} \leq 11$	$7 \leq e_c \leq 10$

Además, para los trenes regulares hay que tener en cuenta que $2,5 \text{ m} < d_{ba} < 3,5 \text{ m}$.

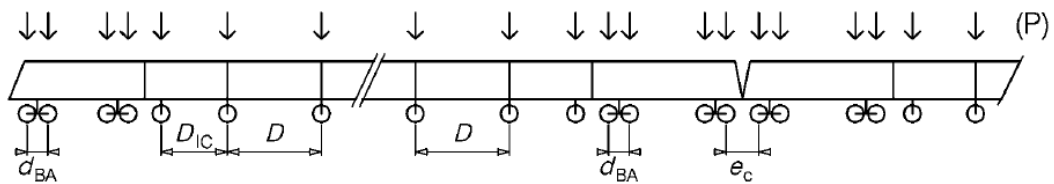


Figura 9. DISTRIBUCIÓN TREN REGULAR

Siguiendo estas normas los trenes generados serian:

Tabla 5. CARACTERISTICAS DE LOS TRENES PROPUESTOS

Tren	P [kN]	D [m]	D_{ic} [m]	e_c [m]	d_{ba} [m]	Unión [m/m]*
Tren 1	170	10,8	8	7	3	114/276
Tren 2	170	10,8	8	7	3	260/131
Tren 3	170	10,8	8	7	3	71/319
Tren 4	170	10,8	8	7	3	363/38
Tren 5	170	13	11	10	2,65	105/287
Tren 6	170	13	11	10	2,65	261/131
Tren 7	170	11	10,3	8,25	3,5	309/89
Tren 8	170	11	10,3	8,25	3,5	57/333
Tren 9	170	11	10,3	8,25	3,5	265/133
Tren 10	170	14	9	7,5	3,1	310/86
Tren 11	170	14	9	7,5	3,1	72/324
Tren 12	170	12,5	11	7	2,5	54/340
Tren 13	170	12,5	11	7	2,5	265/127

**Valores redondeados*

El apartado “unión” explica el punto de unión entre cabezas tractoras intermedias para composiciones dobles, y que en caso de ser simétricos estaría en el centro.

3.1.2. Puentes estudiados

Los puentes estudiados son puentes teóricos que se han generado a partir de datos de valores medios de las características mecánicas principales del tablero (área, momento de inercia y masa por metro lineal). Dichos valores medios proceden del estudio de una gran muestra de puentes reales, trabajo realizado por Manuel cuadrado Sanguino a partir de datos de proyecto de numerosos puentes de la red española de alta velocidad [1]. Respecto de esos valores medios se han considerado variaciones, en algún caso en los límites de variación de las muestras, para considerar puentes potencialmente críticos.

Las características que definen a cada puente serían:

- Longitud
- ρ : carga por metro lineal
- EI: Rigidez
- f: Frecuencia del primer modo de vibración
- Amortiguamiento

Tabla 6. CARACTERISTICAS DE LOS PUENTES ESTUDIADOS

Puente	Longitud	ρ (kg/m)	EI (Nm²)	f(Hz)	Amortiguamiento (%)
1	10	29843	7740704986	8	1,75
2	15	31385	1,81E+10	5,3	1,125
3	20	32927	3,42E+10	4	0,5
4	25	34469	6,68E+10	3,5	0,5
5	30	36012	1,21E+11	3,2	0,5
6	35	37554	1,92E+11	2,9	0,5
7	40	39096	2,96E+11	2,7	0,5
8	10	24271	1,19E+10	11	1,75
9	15	25843	3,39E+10	8	1,125
10	20	27564	7,32E+10	6,4	0,5
11	25	28735	1,33E+11	5,4	0,5
12	30	30381	2,30E+11	4,8	0,5
13	35	31892	3,59E+11	4,3	0,5
14	40	33403	5,55E+11	4	0,5
15	10	18700	2,19E+10	17	1,75
16	15	20300	6,51E+10	12,5	1,125
17	20	22200	1,47E+11	10,1	0,5
18	25	23000	2,63E+11	8,5	0,5
19	30	24750	4,57E+11	7,5	0,5
20	35	26230	6,95E+11	6,6	0,5
21	40	27710	1,04E+12	6	0,5

Estos puentes tienen una longitud de vano de 10 a 40 metros y trabajan en frecuencias del primer modo de vibración acordes a los límites marcados por el Eurocodigo 1. La generación de estos trenes se ha realizado intentando abarcar una gama amplia de frecuencias dentro de los límites marcados por la normativa, para asegurar un comportamiento dinámico adecuado (que suele ser un criterio de diseño básico para los ingenieros de puentes ferroviarios).

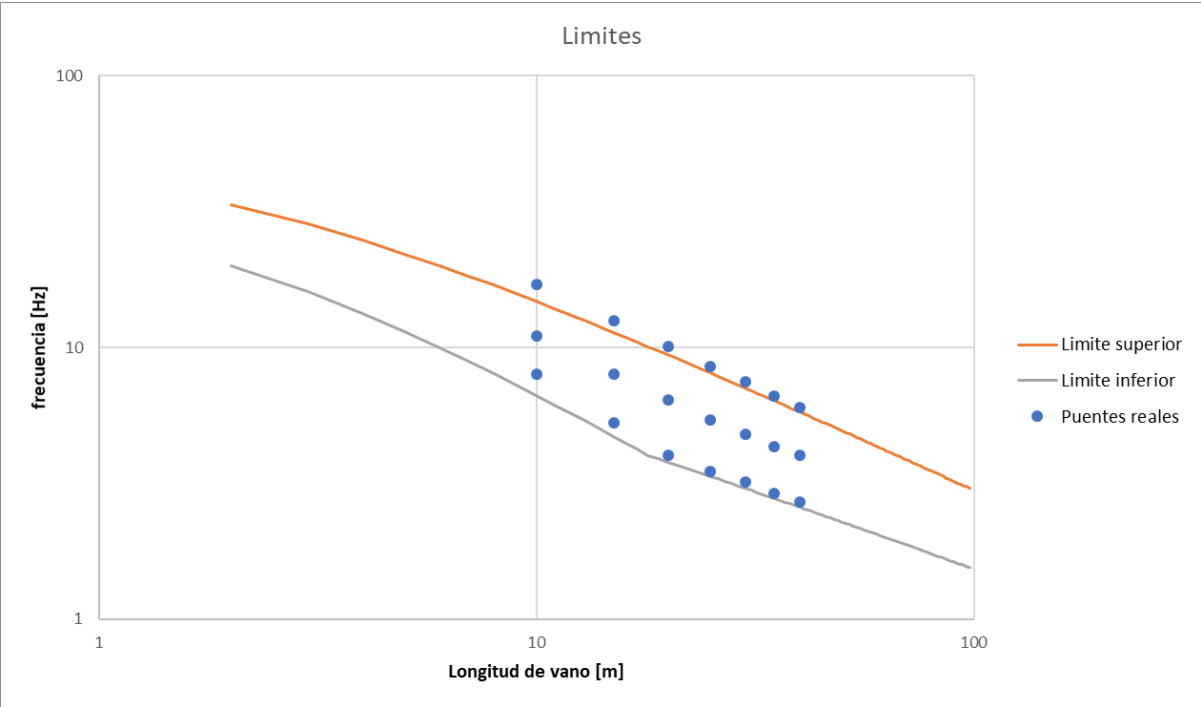


Figura 10. LÍMITES DE FRECUENCIA

Se observa que algunos que en algunos puentes la frecuencia está por encima del límite marcado por el Eurocodido 1. Se ha hecho así de manera intencionada para tener un mayor abanico de puentes reales. En todo caso, hay que tener en cuenta que los límites se superan por muy escaso margen y en la zona de frecuencias altas, más relacionada con efectos dinámicos de las masas no suspendidas del tren por defectos de geometría de vía que con posibles efectos resonantes.

Estos puentes serían los puentes del 15 al 21.

Por otro lado, el amortiguamiento ha sido calculado acorde a la norma UNE-EN 1991:2 siguiendo lo indicado en la siguiente tabla:

Tabla 7. VALORES DE AMORTIGUAMIENTO A CONSIDERAR

Tipo de puente	ξ Límite inferior del porcentaje de amortiguamiento crítico [%]	
	Luz $L < 20\text{ m}$	Luz $L \geq 20\text{ m}$
Acero y mixto	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Hormigón pretensado	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Vigas prefabricadas y hormigón armado	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

3.2. Cálculo de la impronta dinámica

Para el estudio se ha realizado la comparación de la envolvente de cada tren con respecto a la envolvente de los trenes dinámicos universales. Para la representación se ha puesto la envolvente de los 13 trenes estudiados respecto a la envolvente de los diez trenes del TDU-A.

Las longitudes de onda del estudio varían desde 2 m hasta 30 m con variaciones de 0,1 m generando una cantidad de datos suficientes para realizar el estudio de forma correcta.

El cálculo se realiza para varios niveles de amortiguamiento: 0%, 0.5%, 1% y 1.5%.

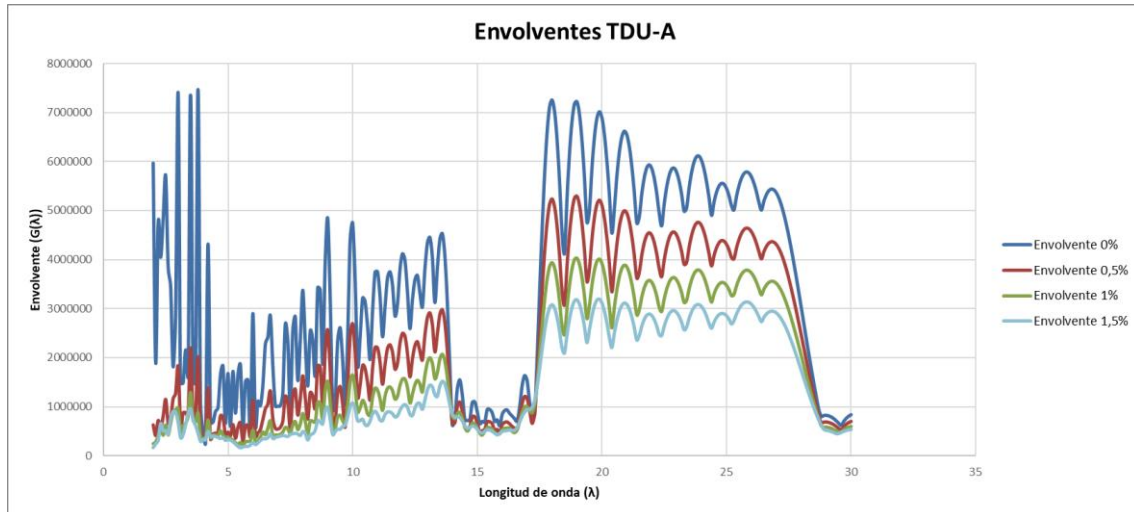


Figura 11. GRAFICO ENVOLVENTES TDU-A PARA DIFERENTES AMORTIGUACIONES

Una vez obtenida la impronta de los trenes universales, esta se compara con la impronta de los trenes regulares generados.

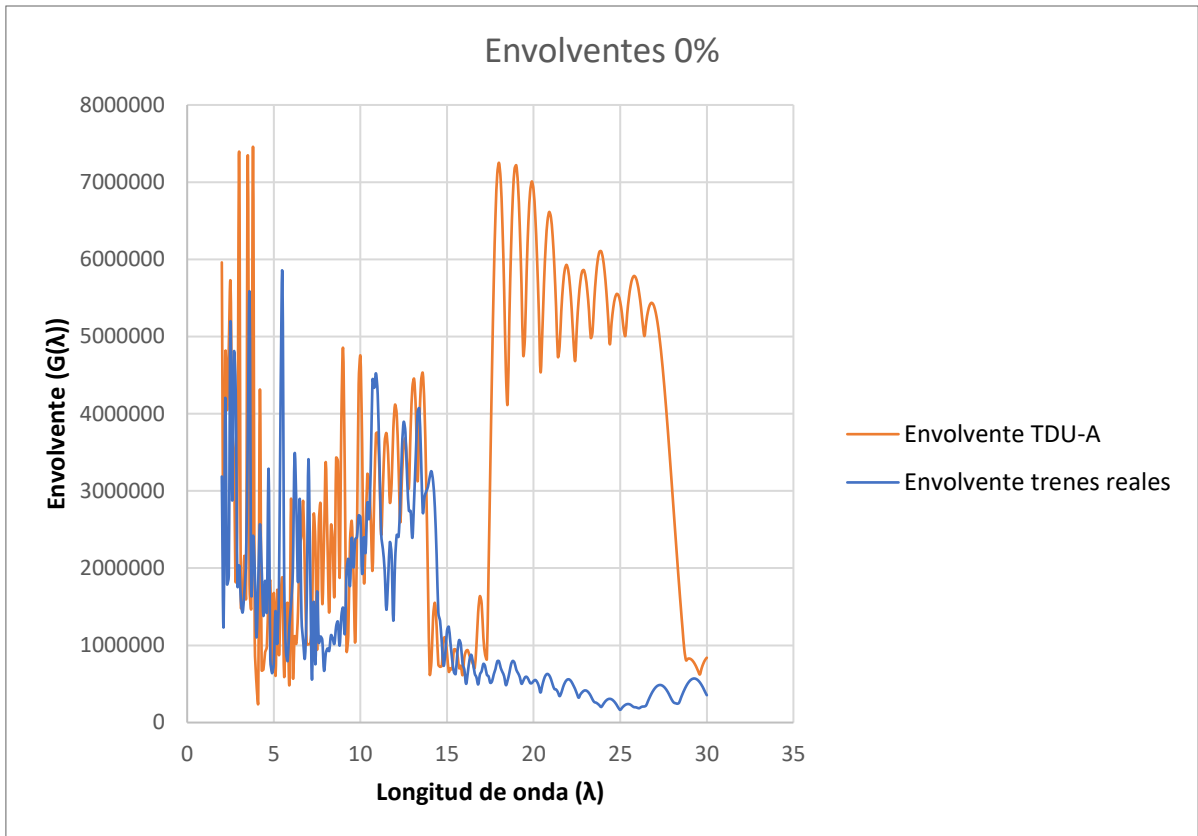


Figura 12. GRÁFICO ENVOLVENTE TDU-A VS ENVOLVENTE TRENES REALES. $\Xi = 0\%$

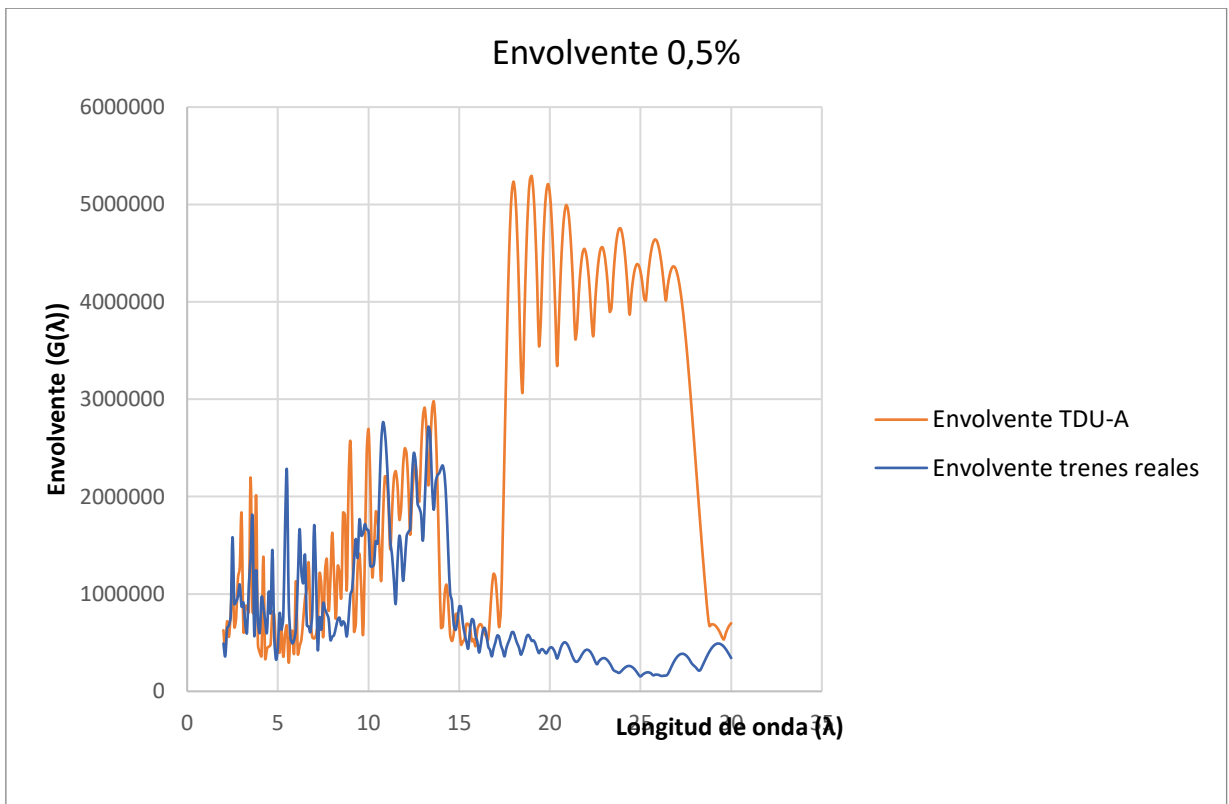


Figura 13. GRÁFICO ENVOLVENTE TDU-A VS ENVOLVENTE TRENES REALES. $\Xi = 0,5\%$

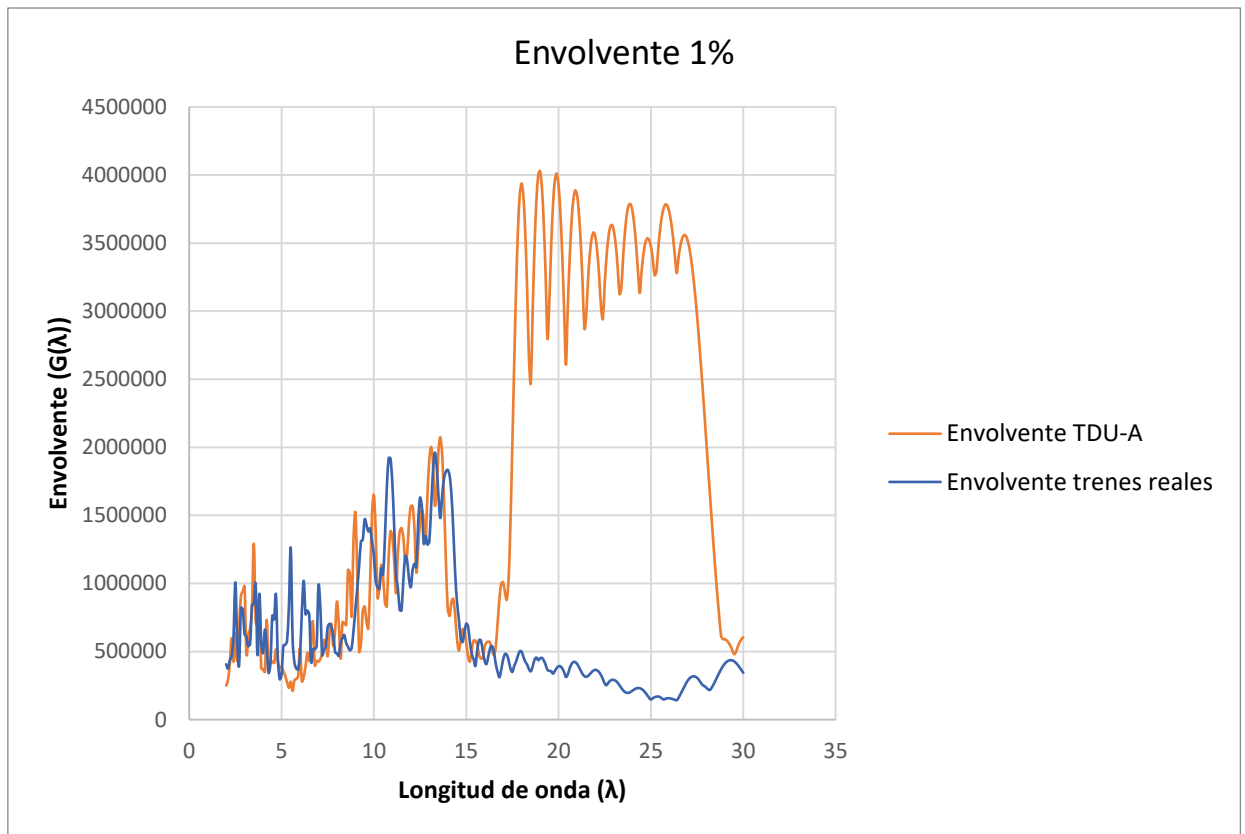


Figura 14. GRÁFICO ENVOLVENTE TDU-A VS ENVOLVENTE TRENES REALES. $\Xi = 1\%$

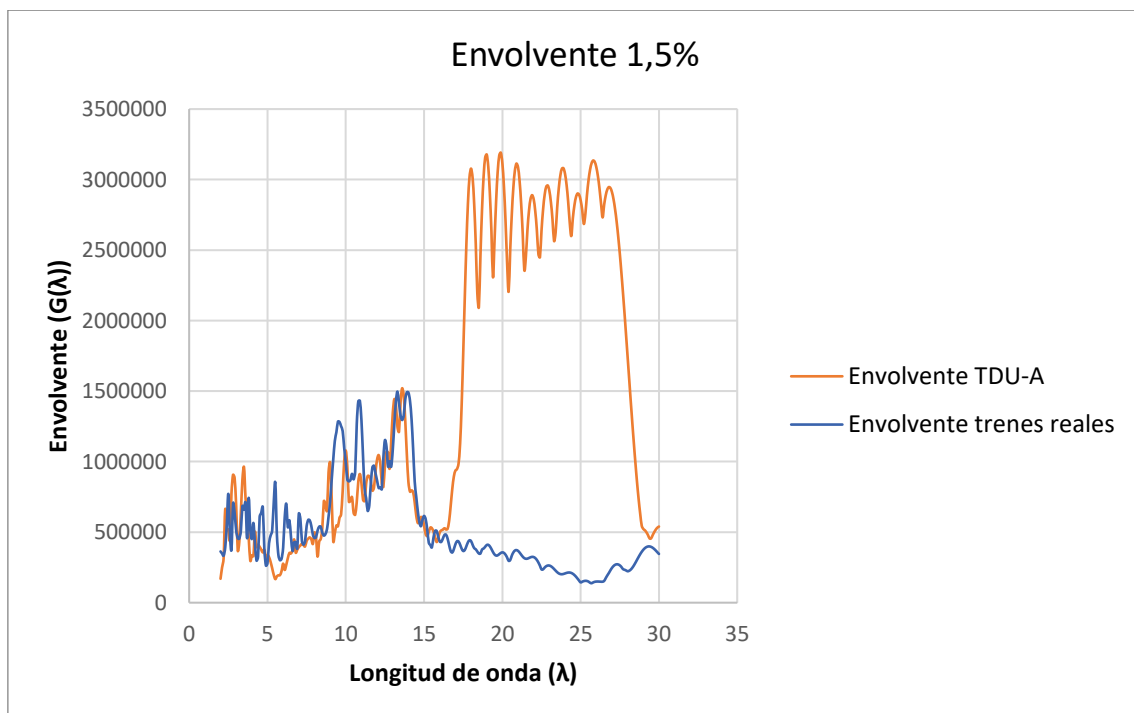


Figura 15. GRÁFICO ENVOLVENTE TDU-A VS ENVOLVENTE TRENES REALES. $\Xi = 1,5\%$

Para el estudio se ha realizado la comparación de la envolvente de cada tren con respecto a la envolvente de los trenes dinámicos universales. Para la representación se ha puesto la envolvente de los 13 trenes estudiados respecto a la envolvente de los trece trenes dinámicos.

En primer lugar, se observa que existe una proporcionalidad en los resultados según se aumenta el amortiguamiento por lo que se considera que no es necesario un estudio exhaustivo para diferentes porcentajes de amortiguamiento. Desde este momento se tratarán los datos para un porcentaje de amortiguamiento del 0% puesto que es donde se encuentran las mayores diferencias en las envolventes.

El objetivo de esta parte del estudio es encontrar las zonas de la envolvente de los trenes reales generados que se encuentran por encima de la envolvente, centrándose en aquellos puntos donde la diferencia es mayor. Estos puntos para cada tren son:

Tabla 8. PUNTOS MÁXIMOS DE RESONANCIA DE CADA TREN

Tren	Longitud de onda (λ)	Envolvente tren real	Envolvente TDU-A
Tren 1	3,6	414837	1789063
Tren 2	3,6	3897660	1789063
Tren 3	3,6	4806637	1789063
Tren 4	3,6	5539186	1789063
Tren 5	14	2548708	635122
Tren 6	14	2303501	635122
Tren 7	5,5	5567915	1854496
Tren 8	5,5	5769465	1854496
Tren 9	5,5	5554443	1854496
Tren 10	2,8	4267591	1816137
Tren 11	14	903079	635122
Tren 12	6,2	3459945	1113050
Tren 13	6,2	3464685	1113050

Todos los trenes diseñados, aparte de los picos indicados en la tabla que son aquellos en los que la diferencia es más acusada, tienen más picos por encima de la envolvente de los trenes dinámicos universales. Por lo tanto, se puede concluir de una forma preliminar que para un tren diseñado para altas velocidades con disposición de ejes no simétrica existiría un riesgo de no cumplir con las especificaciones exigidas para el tránsito por la red ferroviaria transeuropea.

Para terminar de confirmar este riesgo, o rebajar la incertidumbre al respecto, se realiza a continuación el cálculo dinámico completo de la respuesta dinámica de los puentes seleccionados al paso de los trenes mediante el programa DINAM v3.0.

3.3. Cálculo de la respuesta dinámica

Como previo al cálculo dinámico con DINAM 3.0 se calcula de manera teórica los tres primeros modos de vibración de cada tren y las masas generalizadas. Se calculan de acuerdo a lo indicado en la IAPF:

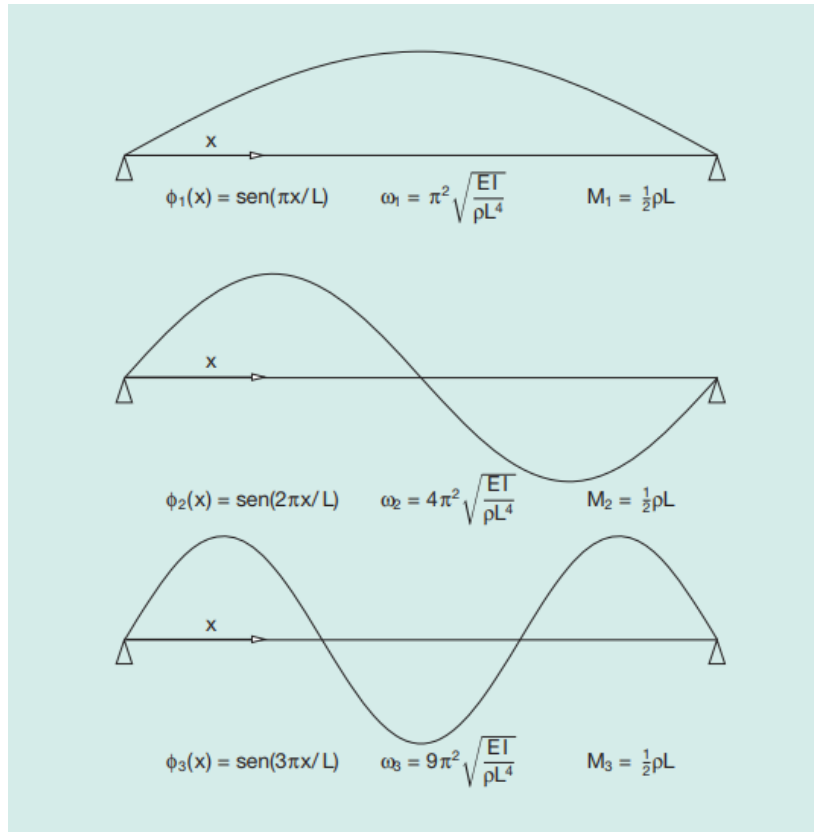


Figura 16. TRES PRIMEROS MODOS DE VIBRACION DE UN PUENTE ISOSTATICO

En este caso, se estudian únicamente tres modos de vibración debido a que se considera un cálculo suficientemente aproximado para puentes isostáticos porque la respuesta dinámica corresponde esencialmente en el primero.

En el caso del segundo modo, como se estudia en el centro de vano este no intervendría. Y, como se llega a velocidades muy altas, se ha decidido incluir el tercer modo de vibración por si tuviese alguna influencia.

Tabla 9. VALORES DE VELOCIDAD ANGULAR, FRECUENCIA Y MASA DE CADA PUENTE

Puente	ω_1 (rad/s)	ω_2 (rad/s)	ω_3 (rad/s)	f_1 (hz)	f_2 (hz)	f_3 (hz)	$M_{1/2/3}$ (kg)
1	50,27	201,06	452,39	8,00	32,00	72,00	149215
2	33,30	133,20	299,70	5,30	21,20	47,70	235387,5
3	25,13	100,53	226,20	4,00	16,00	36,00	329270
4	21,99	87,96	197,92	3,50	14,00	31,50	430862,5
5	20,11	80,43	180,96	3,20	12,80	28,80	540180
6	18,22	72,88	163,99	2,90	11,60	26,10	657195
7	16,96	67,86	152,68	2,70	10,80	24,30	781920
8	69,12	276,47	622,05	11,00	44,00	99,00	121355
9	50,26	201,06	452,38	8,00	32,00	72,00	193822,5
10	40,21	160,85	361,91	6,40	25,60	57,60	275640
11	33,93	135,71	305,36	5,40	21,60	48,60	359187,5
12	30,16	120,64	271,43	4,80	19,20	43,20	455715
13	27,02	108,07	243,16	4,30	17,20	38,70	558110
14	25,13	100,53	226,20	4,00	16,00	36,00	668060
15	106,81	427,26	961,33	17,00	68,00	153,00	93500
16	78,54	314,16	706,86	12,50	50,00	112,50	152250
17	63,46	253,84	571,14	10,10	40,40	90,90	222000
18	53,41	213,63	480,66	8,50	34,00	76,50	287500
19	47,12	188,50	424,12	7,50	30,00	67,50	371250
20	41,47	165,88	373,22	6,60	26,40	59,40	459025
21	37,70	150,80	339,29	6,00	24,00	54,00	554200

Estos valores son similares a los que proporciona el programa DINAM 3.0. y con ellos terminamos de definir los puentes.

Para la realización del cálculo dinámico, el programa precisa de una velocidad máxima y una mínima entre las que hará un barrido de velocidades. Estas velocidades serán desde 10 m/s hasta 155 m/s con saltos de 1 m/s entre cálculo y cálculo para tener una amplia gama de resultados. Aunque se tengan resultados desde 10 m/s únicamente se analizarán los resultados a partir de 61 m/s que corresponden a 220 km/h, velocidad a la que se ha considerado que tenemos alta velocidad.

El estudio se hará para todos los trenes propuestos puesto que según el cálculo realizado mediante la comparación de envolventes todos ellos tienen posibilidades de no cumplir con los requisitos especificados para considerarlos interoperables.

3.3.1. Resultados obtenidos y análisis

Se realizará para cada puente un análisis de las aceleraciones y desplazamientos que producen el paso de los trenes. El análisis buscará los puntos máximos de las variables estudiadas para cada tren como de la envolvente del TDU-A. Se analizará en tramos de 20 m/s si el valor máximo de la envolvente es superado por algún tren de los estudiados dentro del tramo.

3.3.1.1. Puente 1

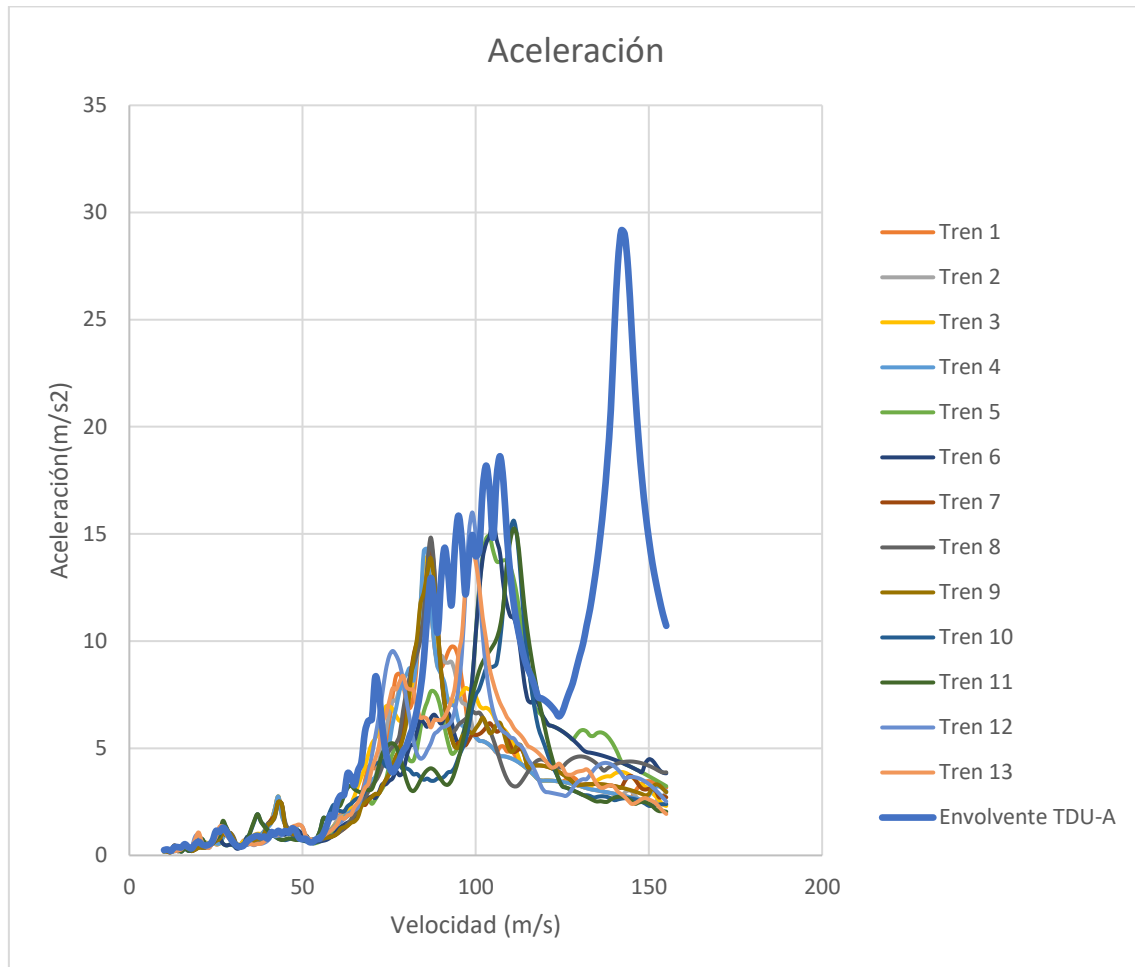


Figura 17.ACELERACIONES PUENTE 1

La aceleración máxima del sistema es de $29,155 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 142 m/s .

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, según la IAPF 2010, la aceleración límite del puente no puede superar los $0,35g$ en el caso de puente balastado. En este puente se alcanzan aceleraciones de $3g$ por lo que no sería un puente válido. Es posible que, al ir al límite de los valores característicos de la sección del tablero, como se explicó en 3.1.2, en algún caso se haya construido un puente teórico que no sería realizable, como ocurre con este primero.

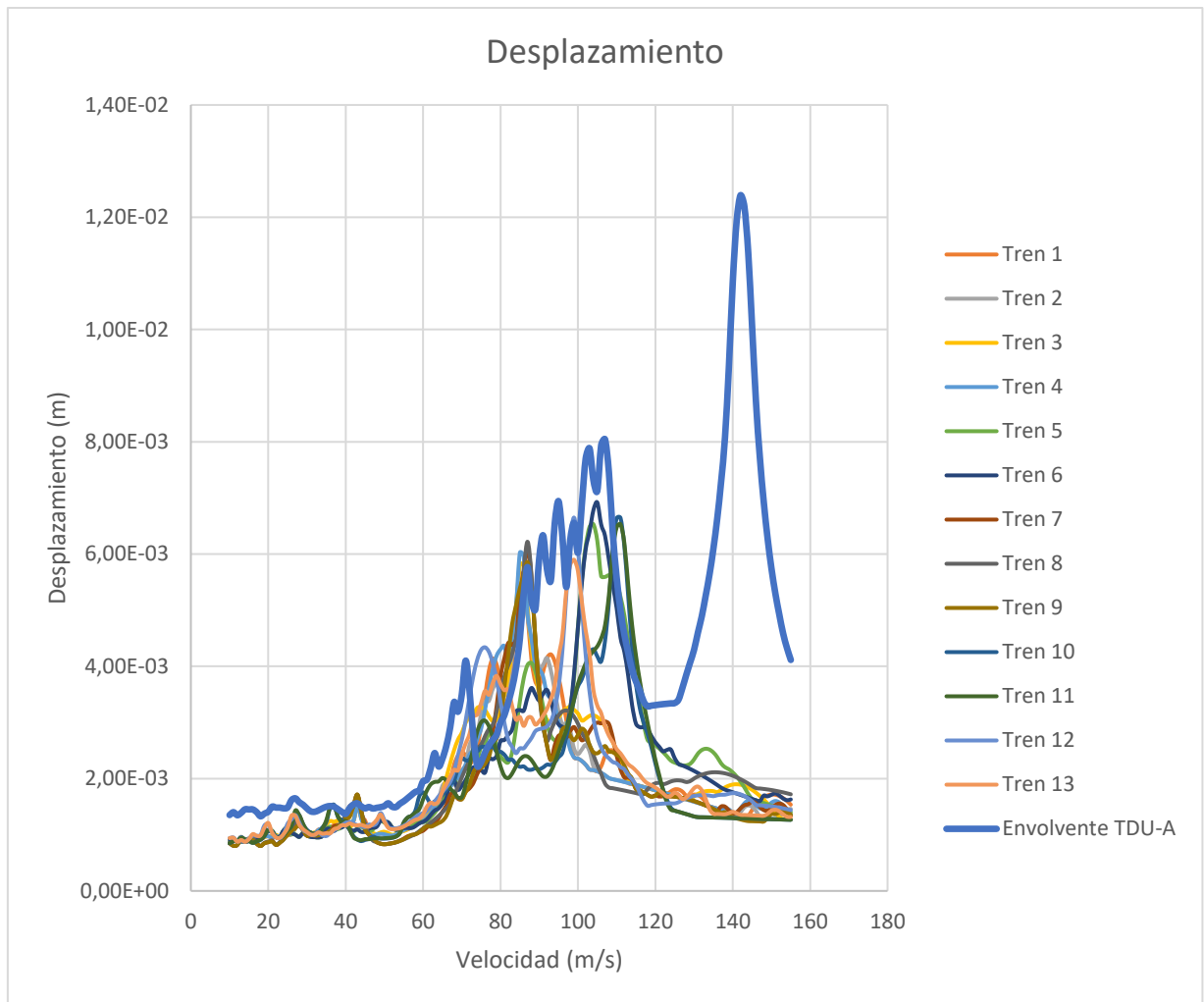


Figura 18. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 1

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 12,2 mm para una velocidad de 142 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, el Eurocodigo 1 marca que la flecha máxima admitida es de $L/600$, para este puente de vano 10 m la flecha sería de 16,6 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.2. Puente 2

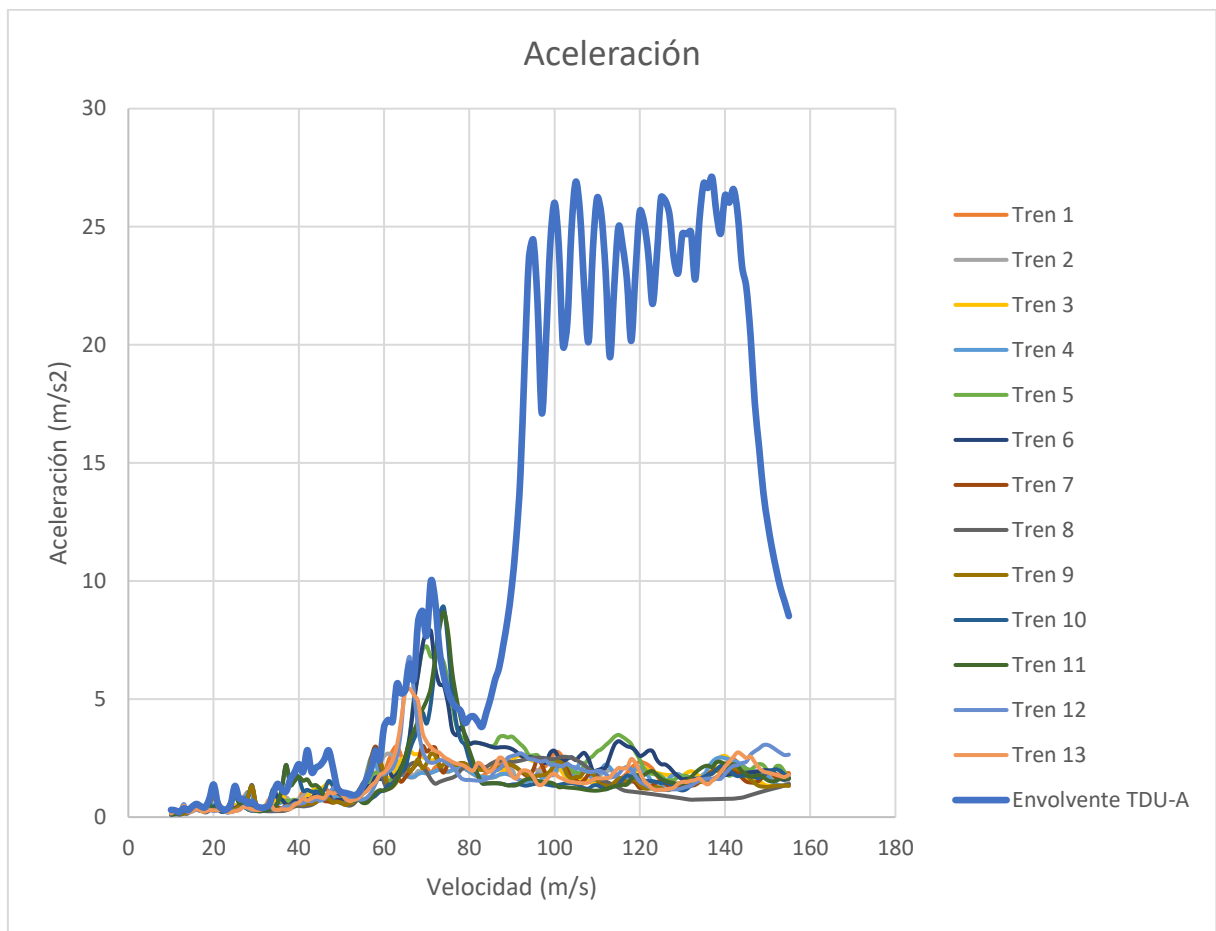


Figura 19. ACELERACIONES PUENTE 2

La aceleración máxima del sistema es de $27,088 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 137 m/s.

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $2,76g$ por lo que, como ocurría con el anterior, no sería un puente válido.

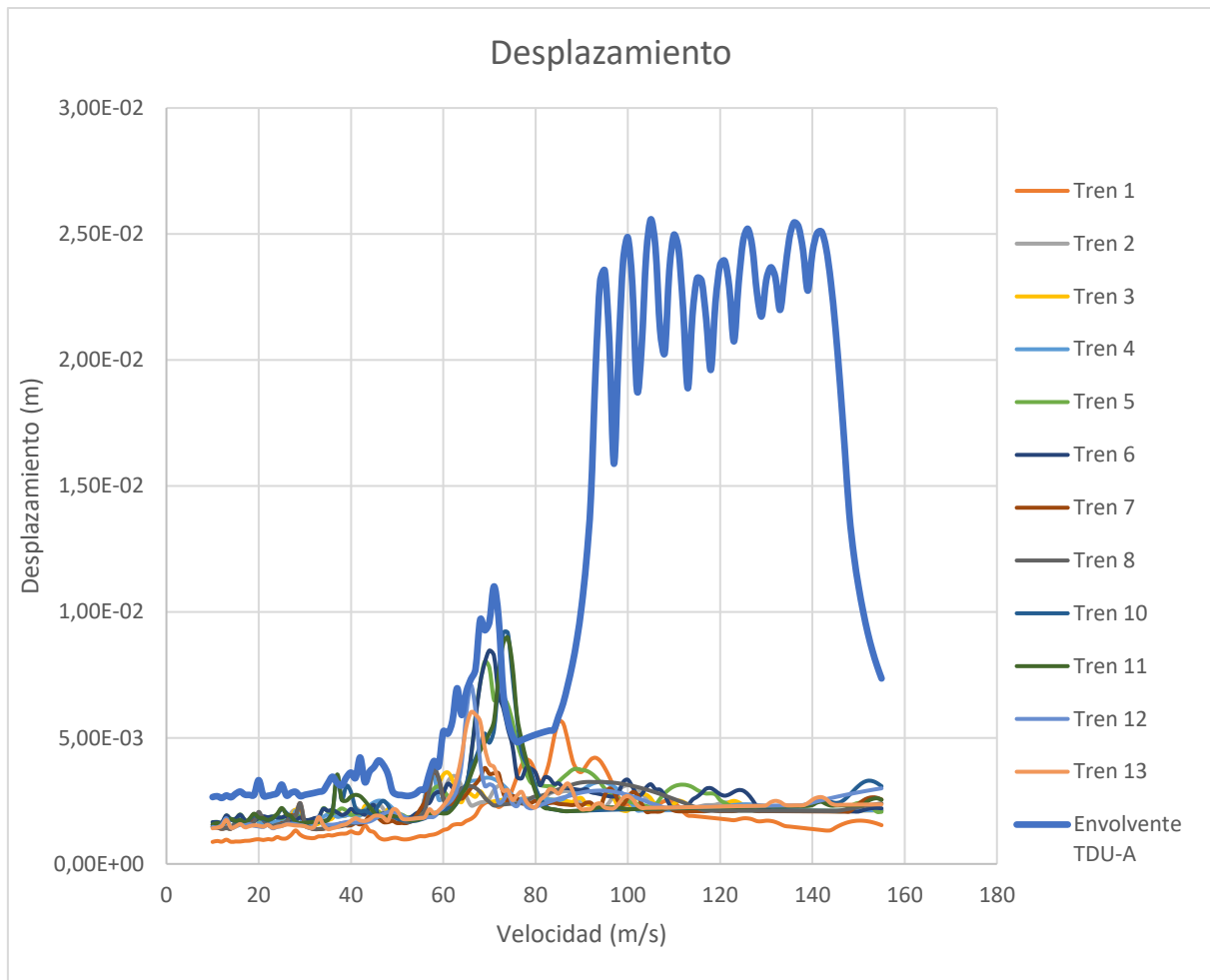


Figura 20. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 2

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 25,3 mm para una velocidad de 137 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 15 m la flecha admitida sería de 25 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.3. Puente 3

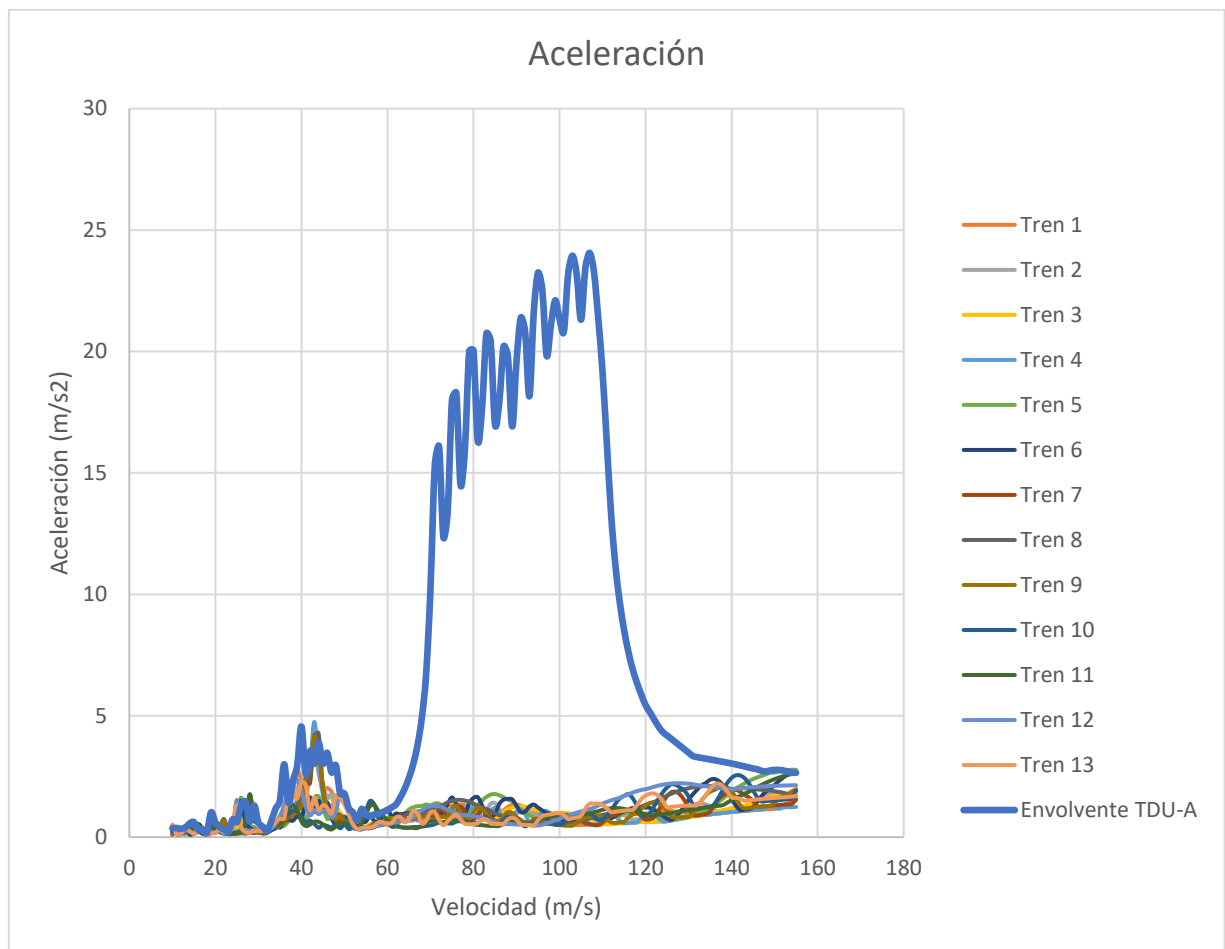


Figura 21. ACELERACIONES PUENTE 3

La aceleración máxima del sistema es de $23,288 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 108 m/s .

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $2,376g$ por lo que, como ocurría con el anterior, no sería un puente válido.

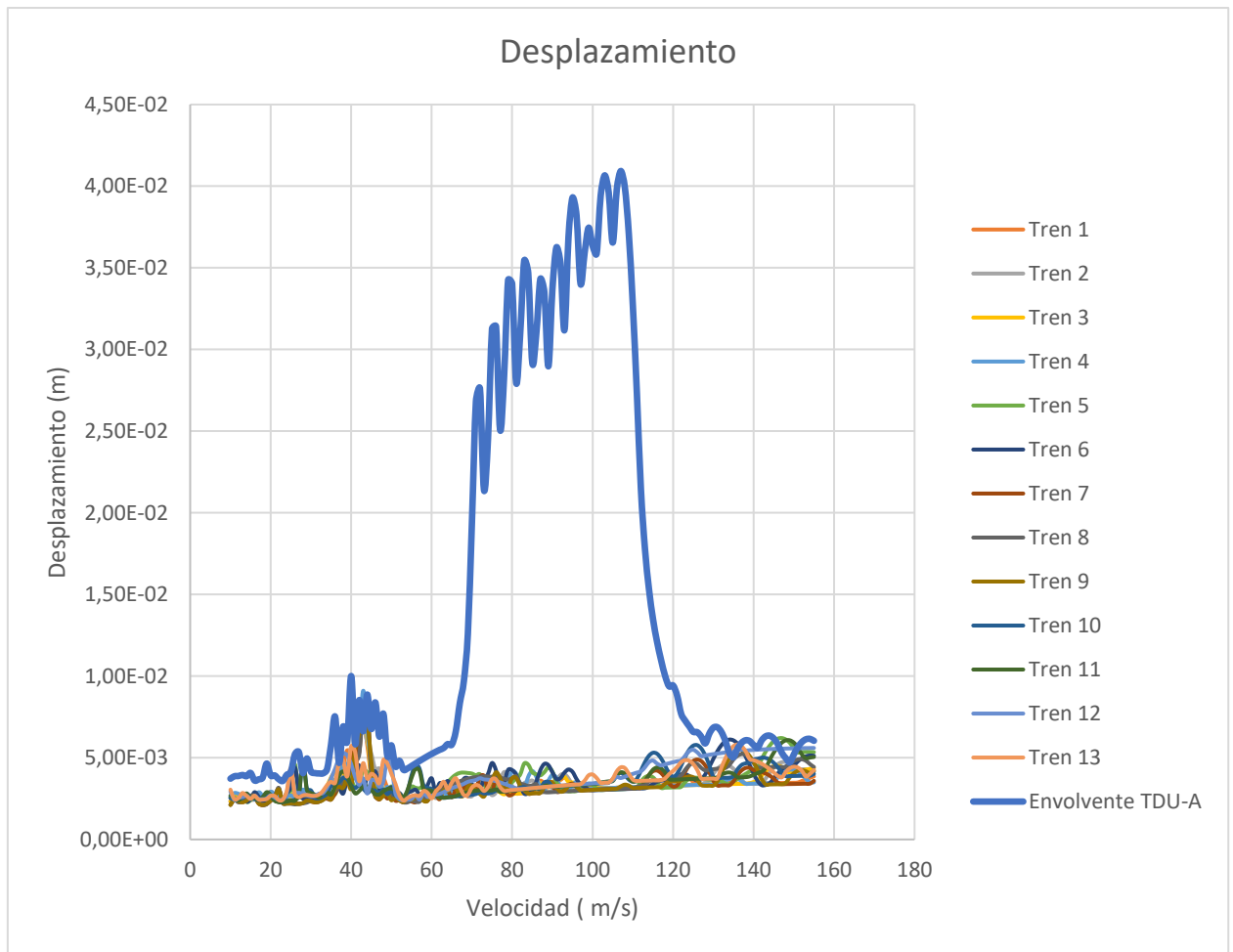


Figura 22. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 3

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 39,9 mm para una velocidad de 108 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 20 m la flecha admitida sería de 33 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.4. Puente 4

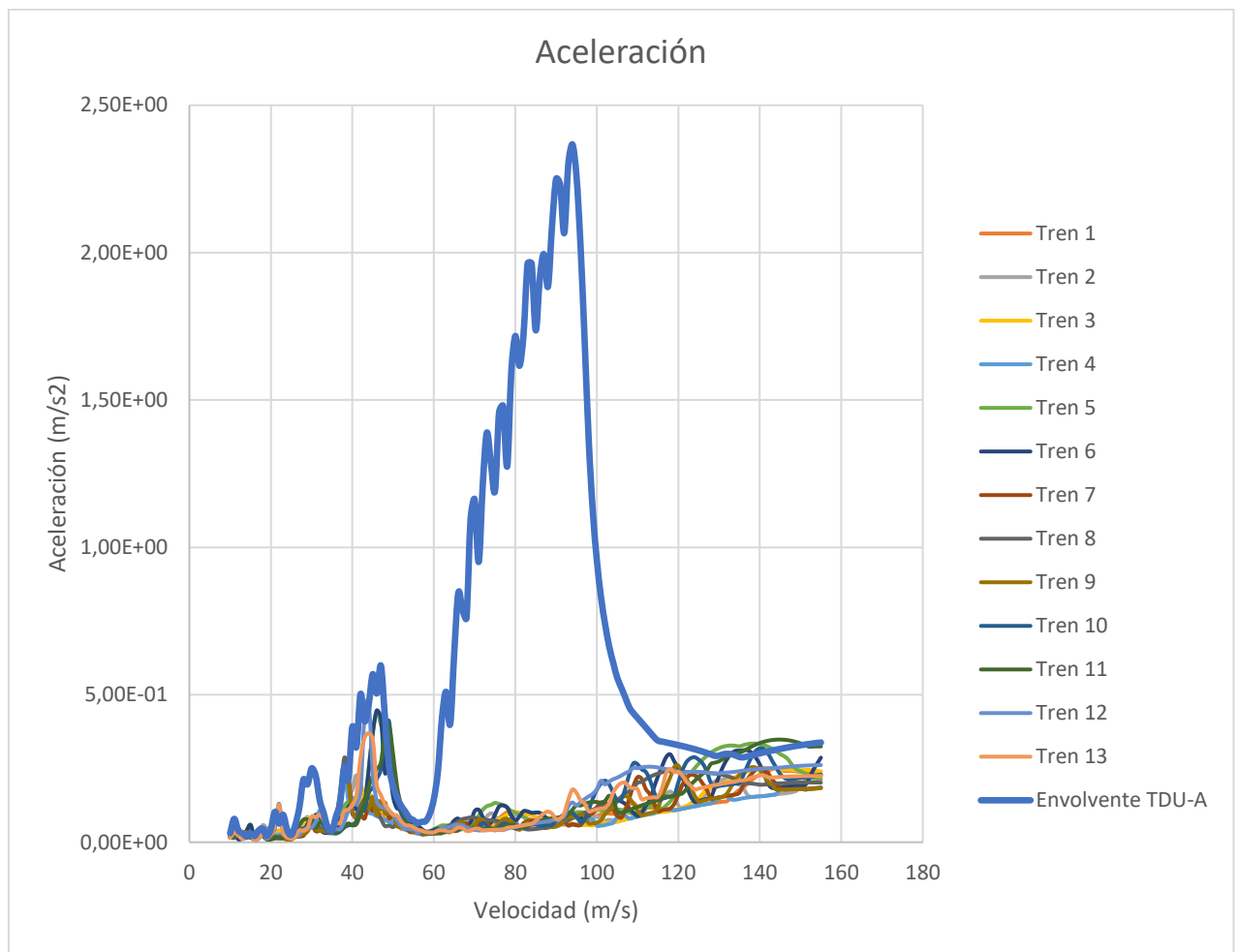


Figura 23. ACELERACIONES PUENTE 4

La aceleración máxima del sistema es de $2,301 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 93 m/s.

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de 0,235g por lo que, sería un puente válido.

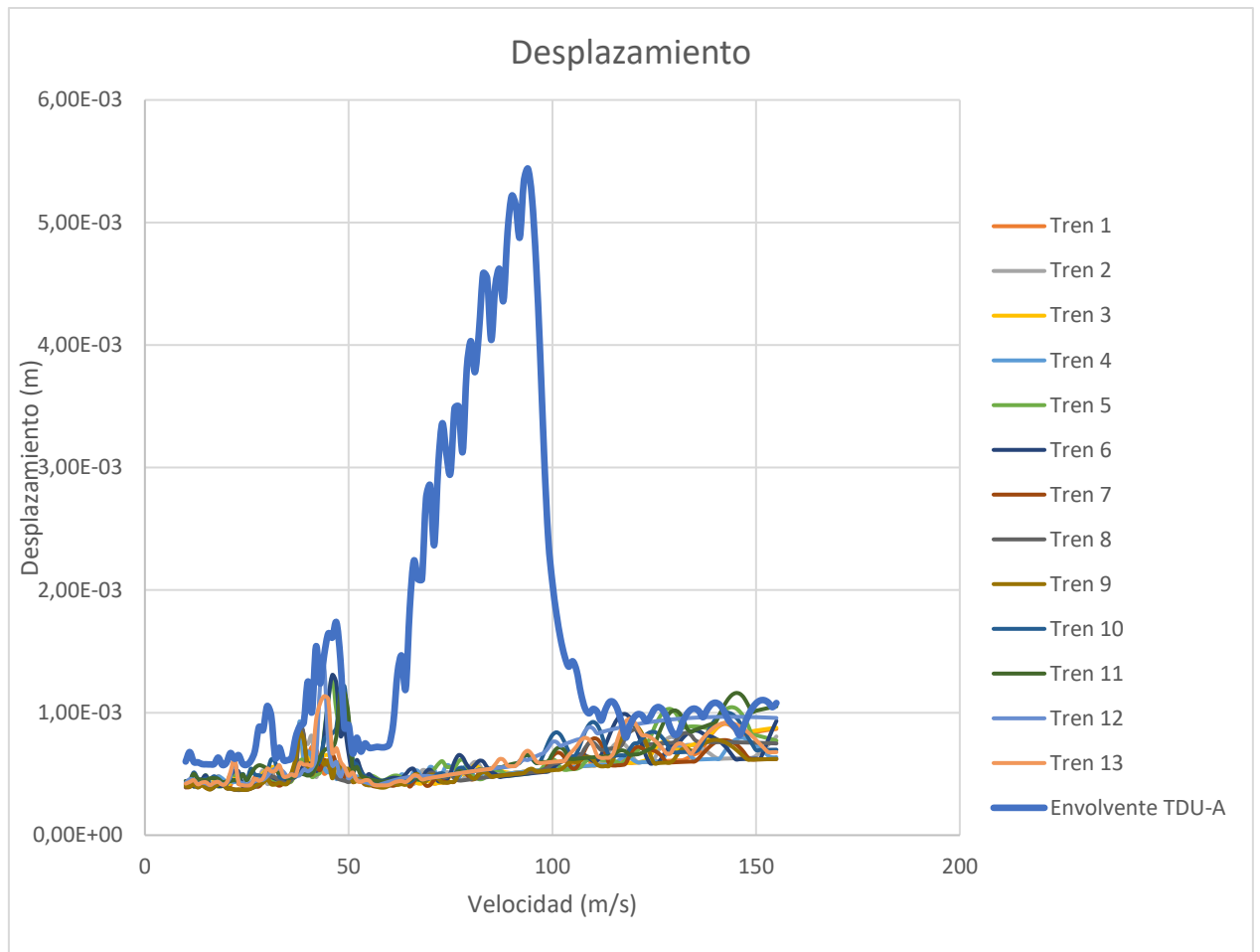


Figura 24. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 4

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 5,44 mm para una velocidad de 95 m/s.

Para este puente en el tramo desde 130 hasta 150 m/s varios trenes superan el valor del pico de la envolvente del TDU-A. Estos serían para:

- Tren 11 en 146 m/s con una aceleración de 1,15 mm.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 148 m/s con un desplazamiento de 0,971mm.

Por otro lado, para este puente de vano 25 m la flecha admitida sería de 41,6 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.5. Puente 5

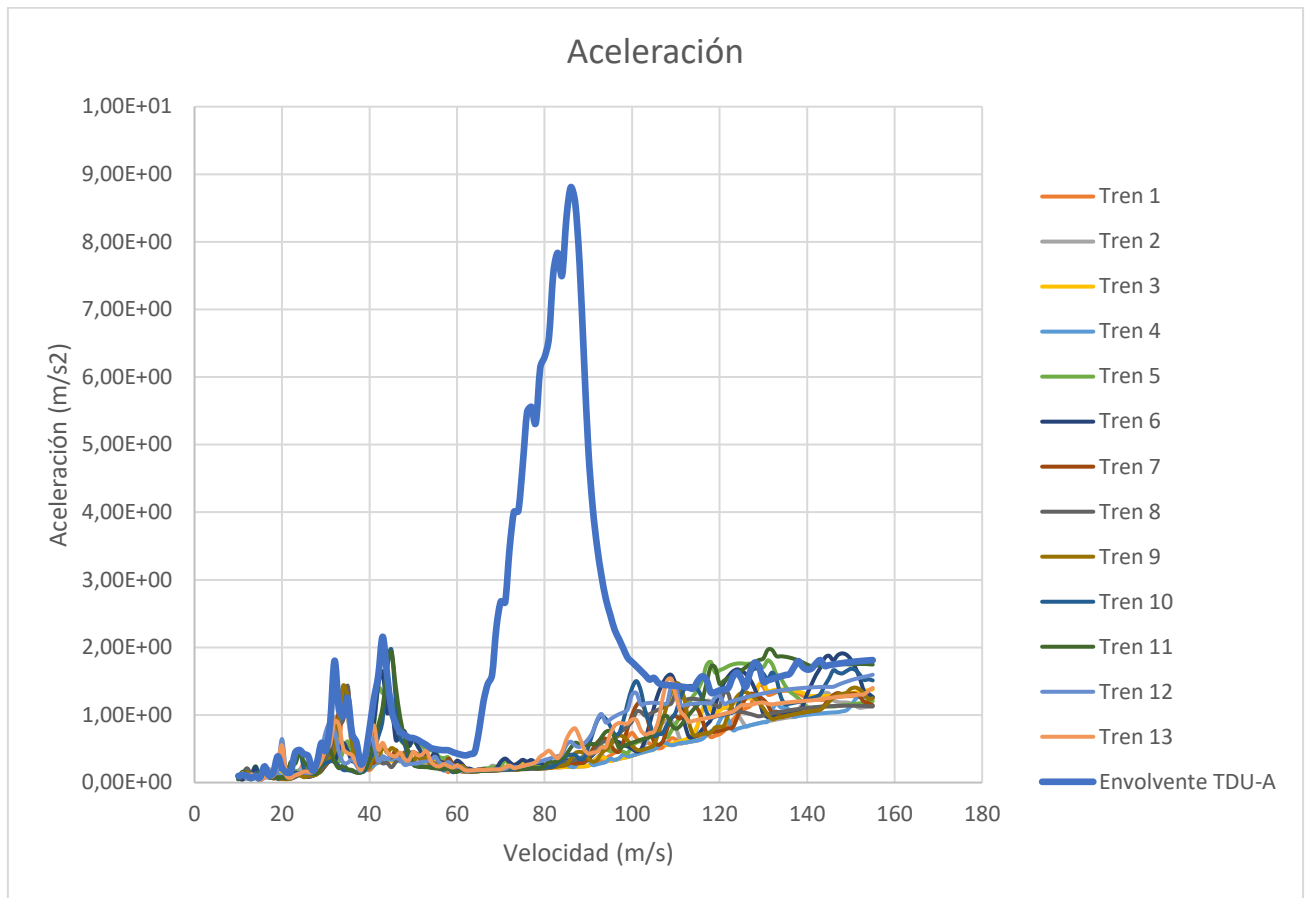


Figura 25. ACELERACIONES PUENTE 5

La aceleración máxima del sistema es de $8,809 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 86 m/s .

Para este puente en el tramo desde 100 hasta 120 m/s varios trenes superan el valor del pico de la envolvente del TDU-A. Estos serían para:

- Tren 5 en 117 m/s con una aceleración de $1,73 \text{ m/s}^2$.
- Tren 6 en 108 m/s con una aceleración de $1,57 \text{ m/s}^2$.
- Tren 11 en 119 m/s con una aceleración de $1,7 \text{ m/s}^2$.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 115 m/s con una aceleración de $1,5 \text{ m/s}^2$.

También habría que estudiar el tramo desde 120 hasta 140 m/s donde:

- Tren 11 en 119 m/s con una aceleración de $1,96 \text{ m/s}^2$.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 129 m/s con una aceleración de $1,71 \text{ m/s}^2$.

Y, por último, el tramo desde 140 hasta 155 m/s donde:

- Tren 6 en 147 m/s con una aceleración de $1,88 \text{ mm}$.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 155 m/s con una aceleración de $1,811 \text{ m/s}^2$.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de 0,898g por lo que no sería un puente valido.

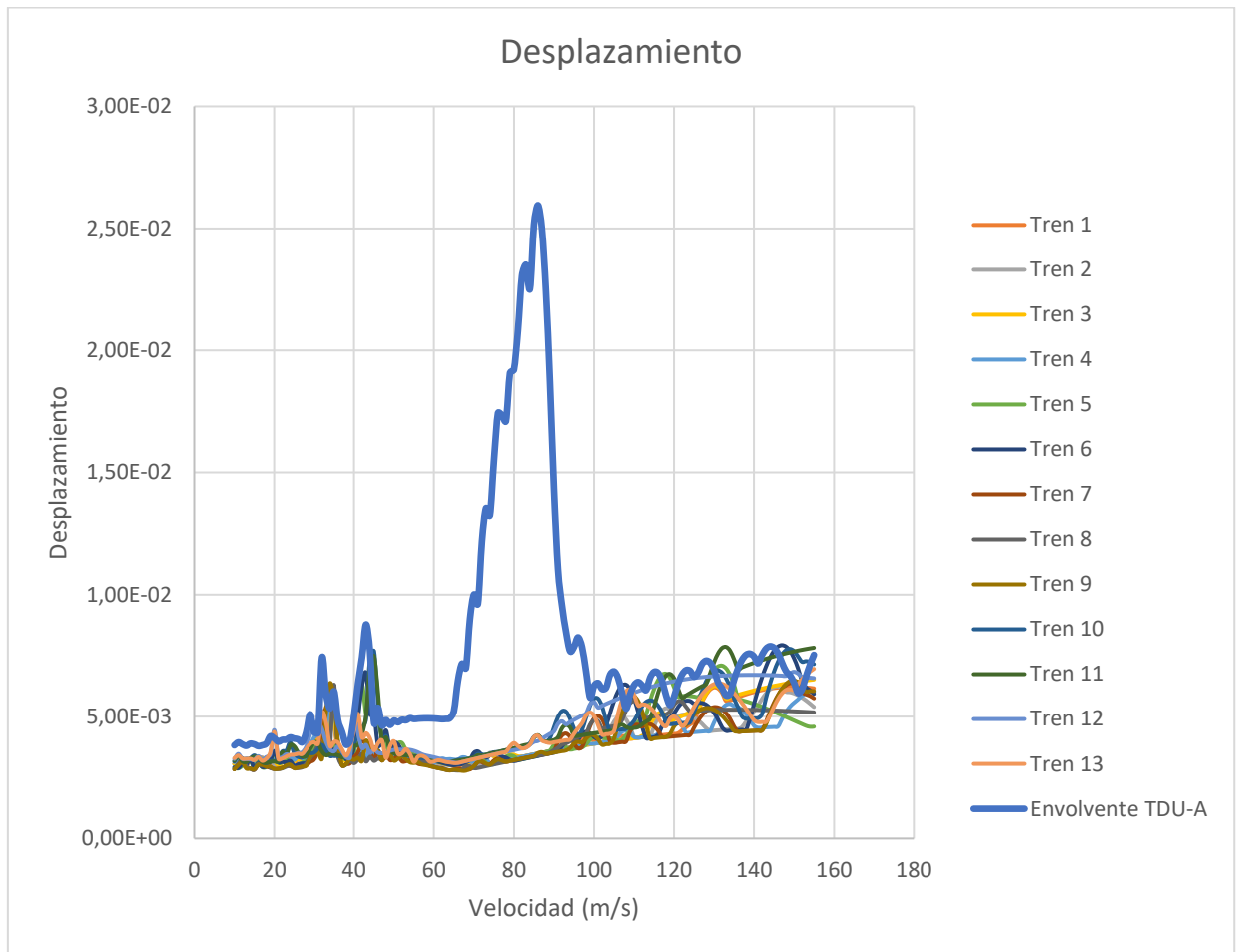


Figura 26. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 5

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 20,6 mm para una velocidad de 186 m/s.

Para este puente en el tramo desde 120 hasta 140 m/s varios trenes superan el valor del pico de la envolvente del TDU-A. Estos serían para:

- Tren 11 en 132 m/s con una aceleración de 7,81 mm.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 140 m/s con un desplazamiento de 7,46 mm.

Por otro lado, para este puente de vano 30 m la flecha admitida sería de 50 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.6. Puente 6

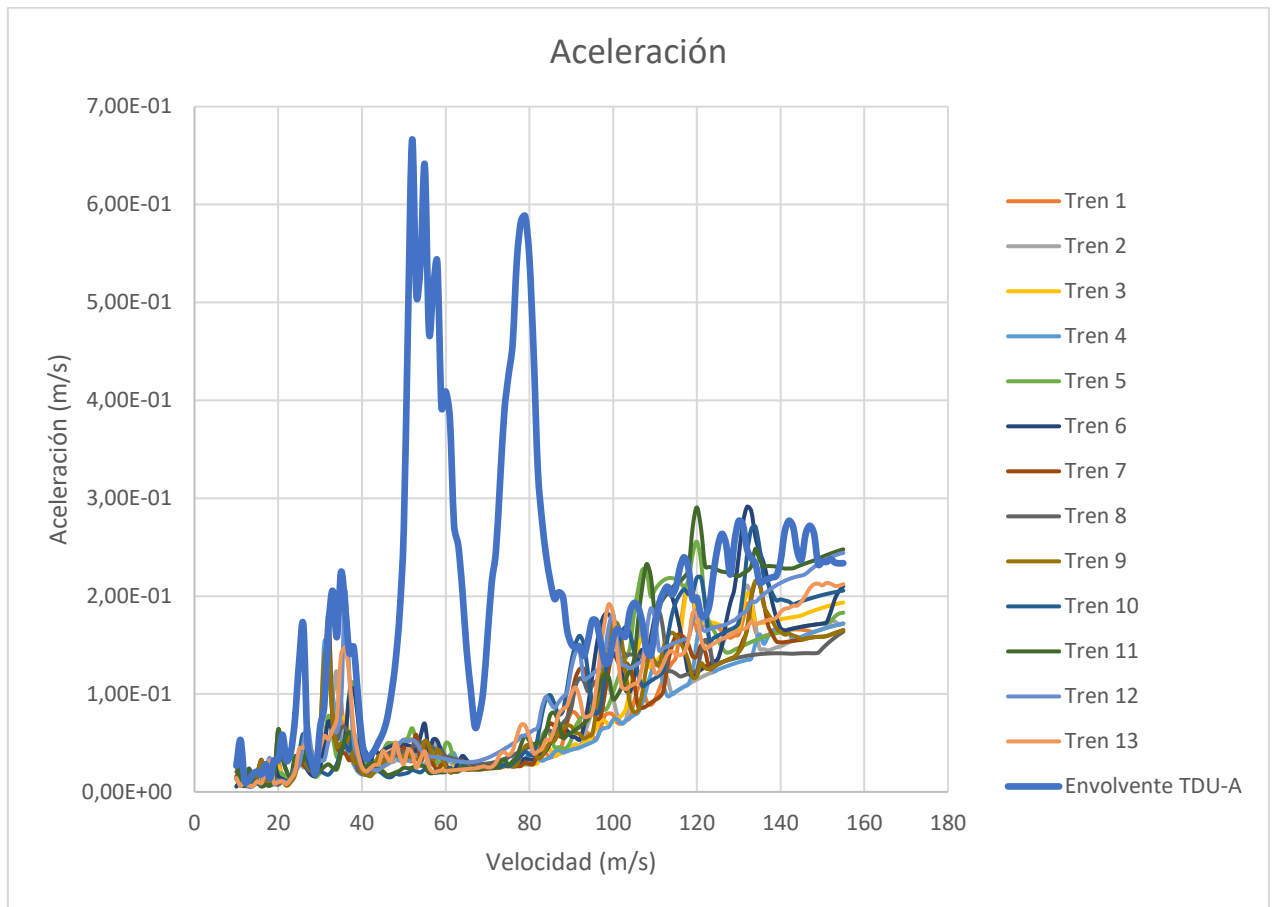


Figura 27. ACELERACIONES PUENTE 6

La aceleración máxima del sistema es de $0,666 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 52 m/s.

Para este puente en el tramo desde 120 hasta 140 m/s varios trenes superan el valor del pico de la envolvente del TDU-A. Estos serían para:

- Tren 6 en 133 m/s con una aceleración de $0,287 \text{ m/s}^2$.
- Tren 11 en 120 m/s con una aceleración de $0,291 \text{ m/s}^2$.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 130 m/s con una aceleración de $0,275 \text{ m/s}^2$.

Por otro lado, según la IAPF 2010, la aceleración límite del puente no puede superar los 0,35g, este puente tendría una aceleración de 0,067g por lo que sería un puente válido.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de 0,067g por lo que sería un puente válido.

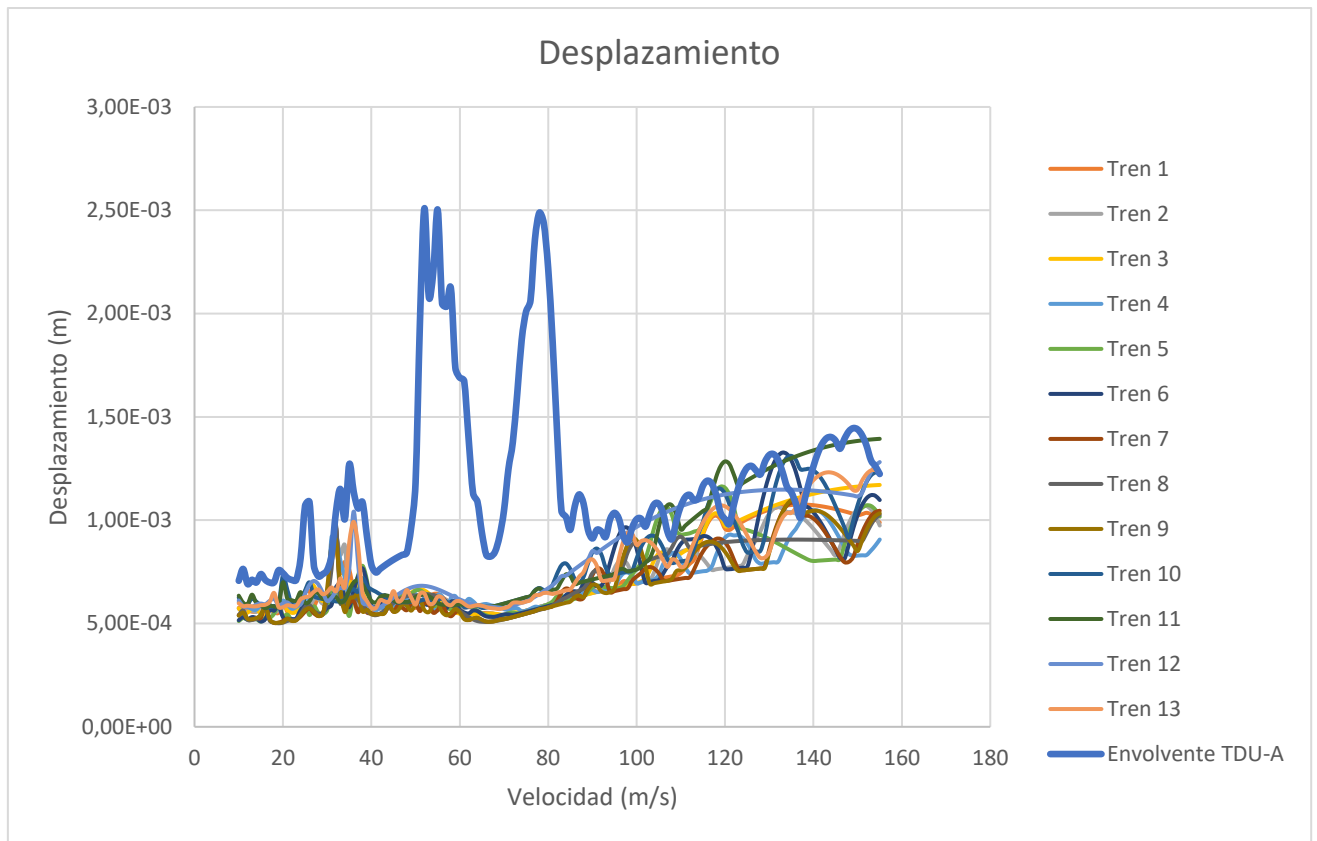


Figura 28. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 6

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 2,51 mm para una velocidad de 52 m/s.

En desplazamientos, ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 35 m la flecha admitida sería de 58,33 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.7. Puente 7

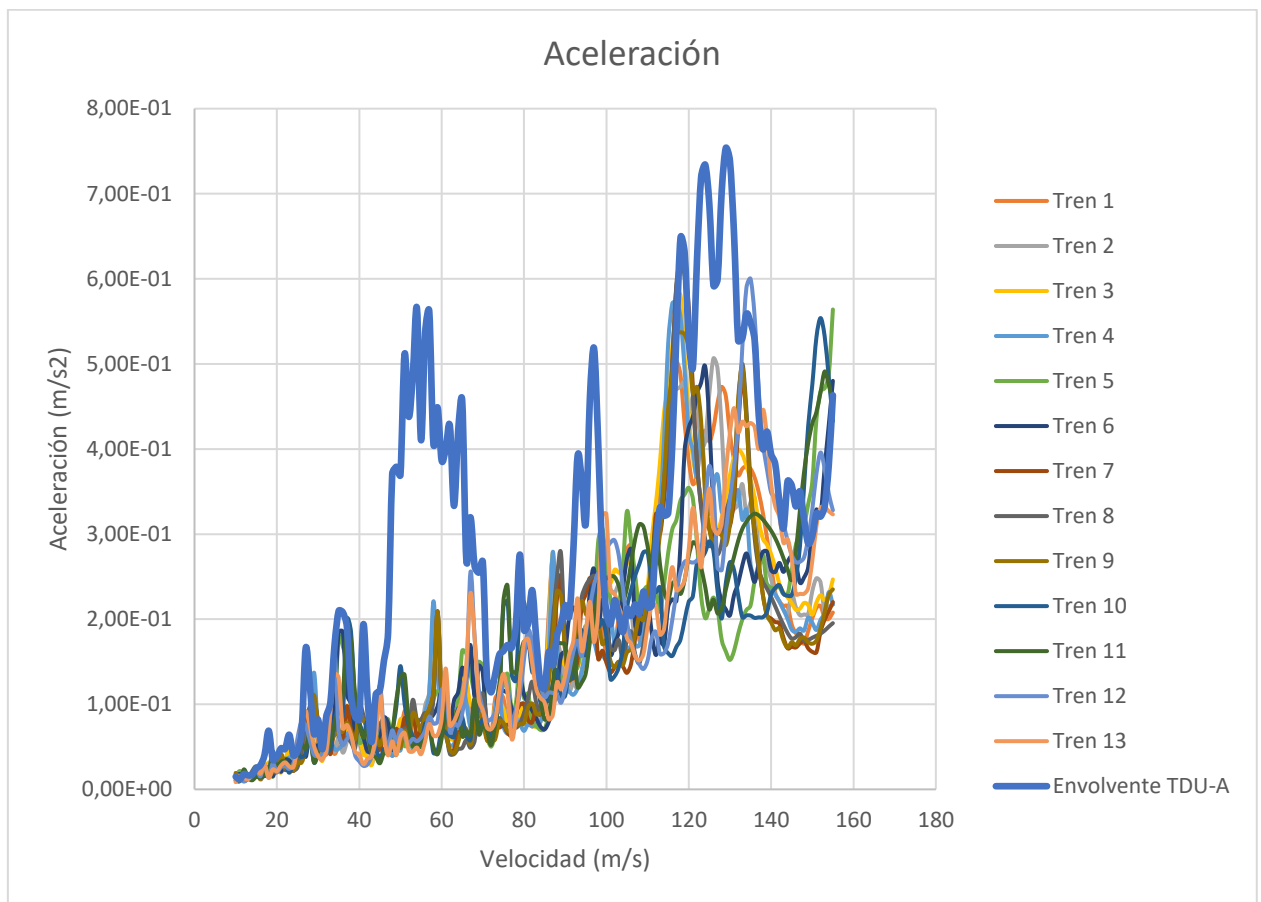


Figura 29. ACELERACIONES PUENTE 7

La aceleración máxima del sistema es de $0,753\text{m/s}^2$ para una velocidad de 129 m/s.

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, según la IAPF 2010, la aceleración límite del puente no puede superar los 0,35g, este puente tendría una aceleración de 0,076g por lo que no sería un puente válido.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de 0,076g por lo que sería un puente válido.

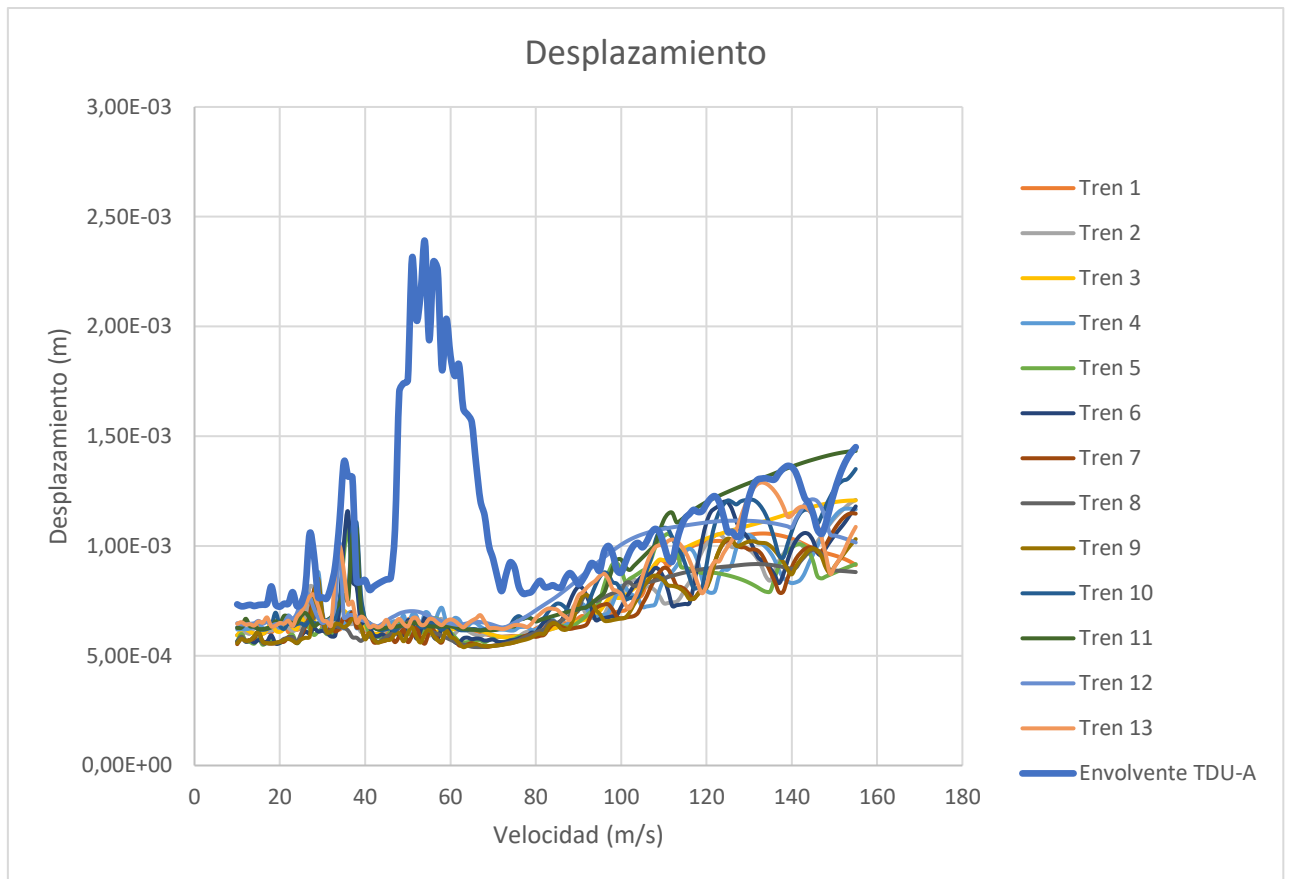


Figura 30. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 7

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 2,03 mm para una velocidad de 52 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 40 m la flecha admitida sería de 66,6 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.8. Puente 8

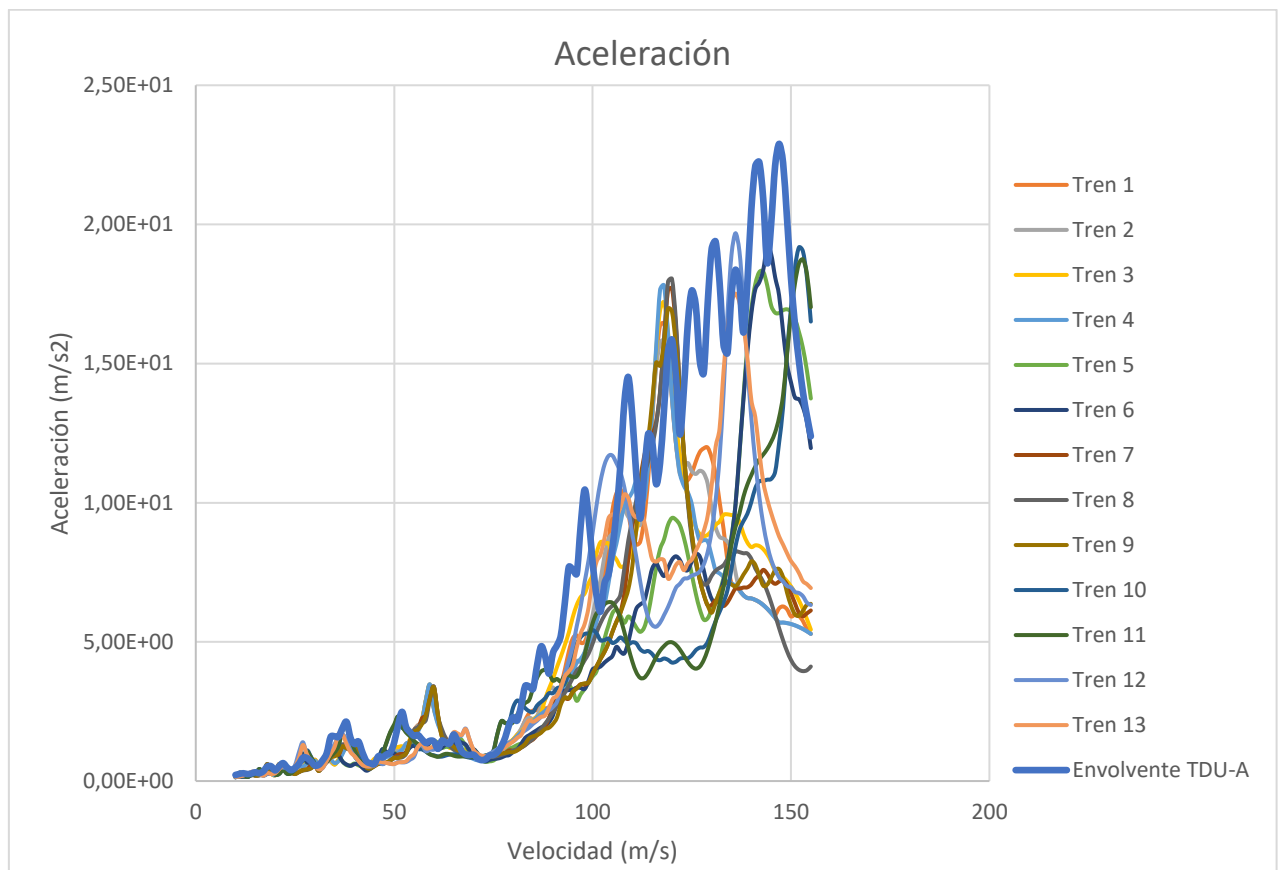


Figura 31. ACELERACIONES PUENTE 8

La aceleración máxima del sistema es de $22,89 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 147 m/s .

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema. En este caso el tren estaría al límite de lo estudiado puesto que los fallos se darían a velocidades de 60 m/s .

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $2,933g$ por lo que no sería un puente válido.

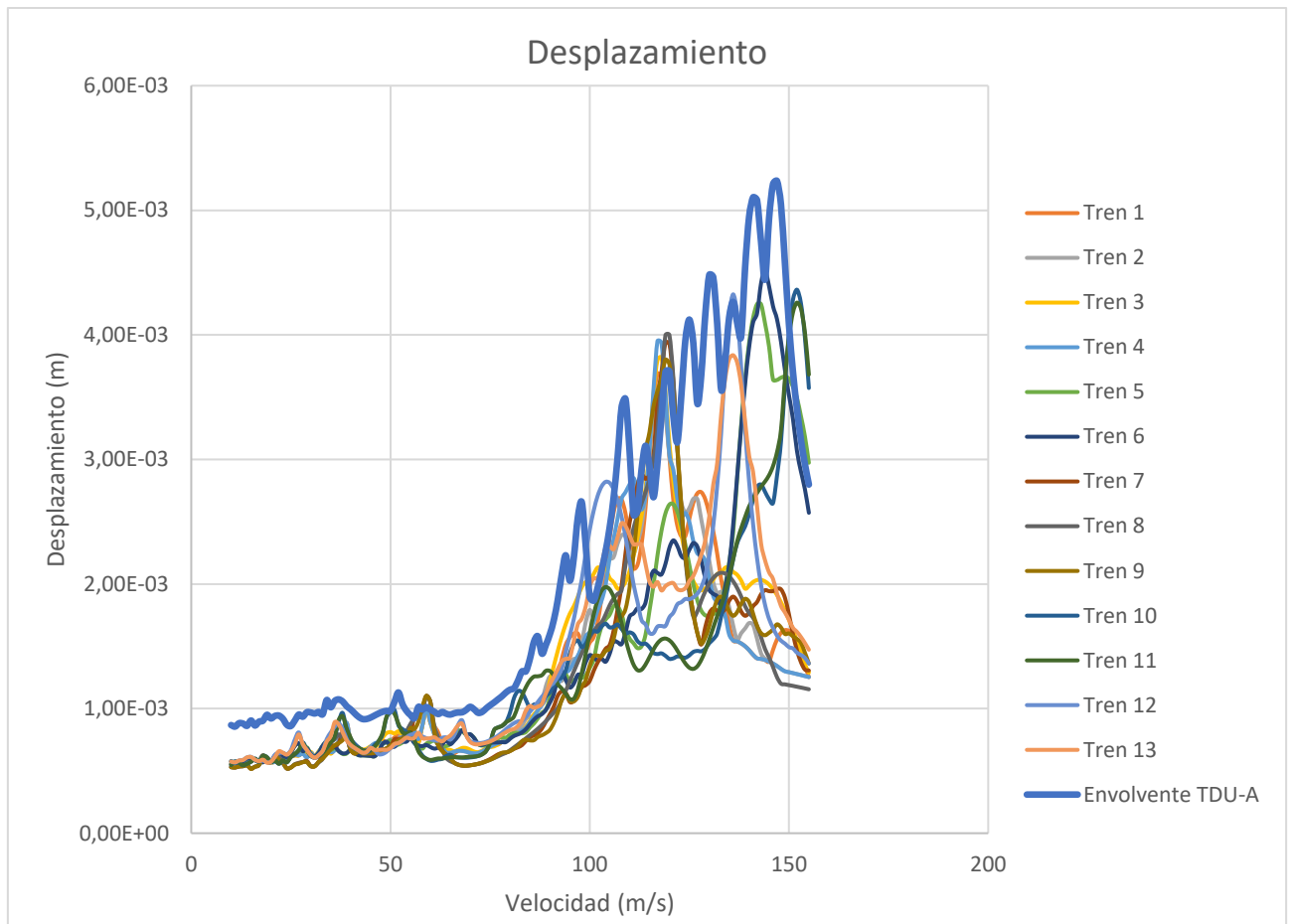


Figura 32. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 8

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 5,21 mm para una velocidad de 146 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 10 m la flecha admitida seria de 16,6 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.9. Puente 9

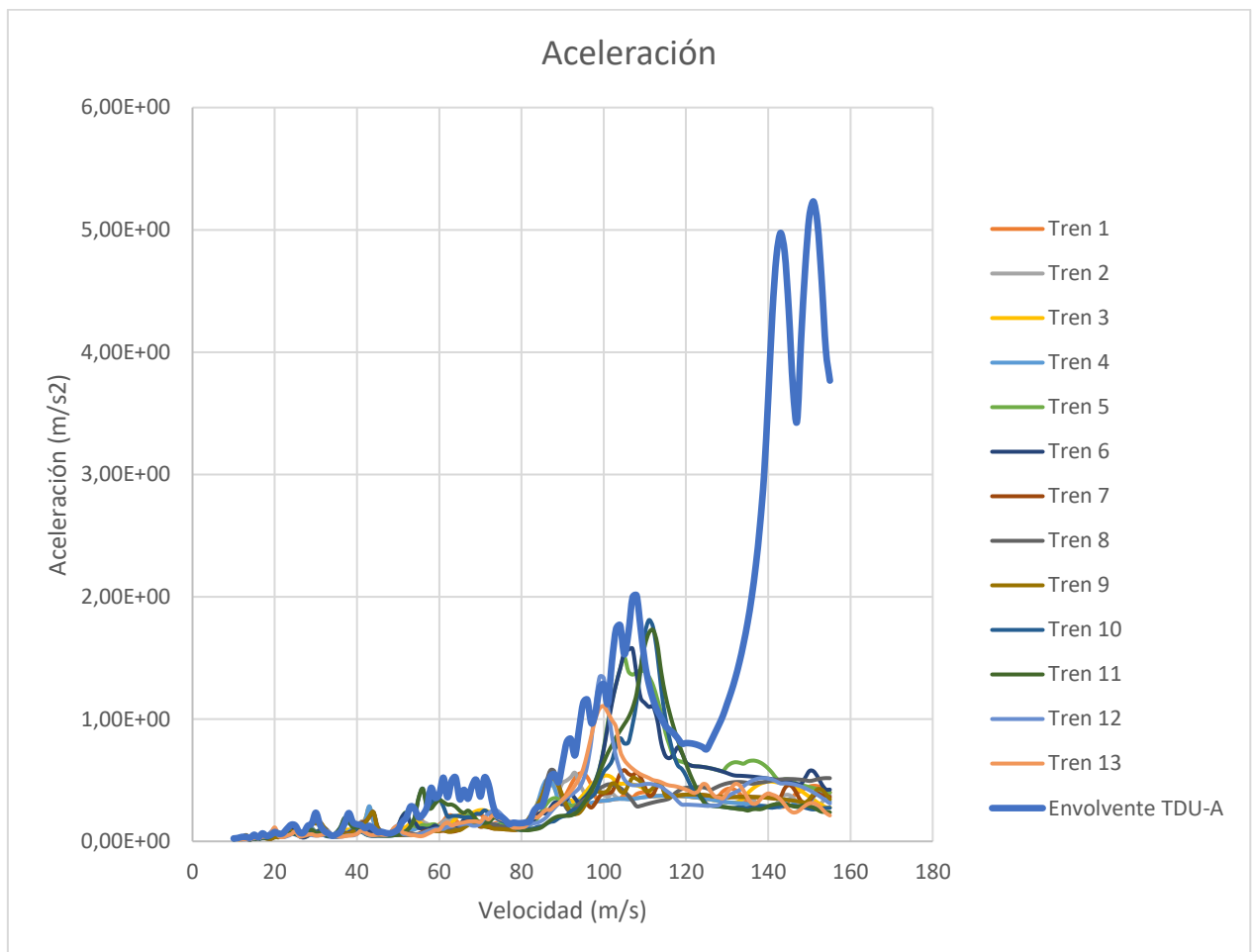


Figura 33. ACELERACIONES PUENTE 9

La aceleración máxima del sistema es de $5,23 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 151 m/s.

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $0,53g$ por lo que no sería un puente válido.

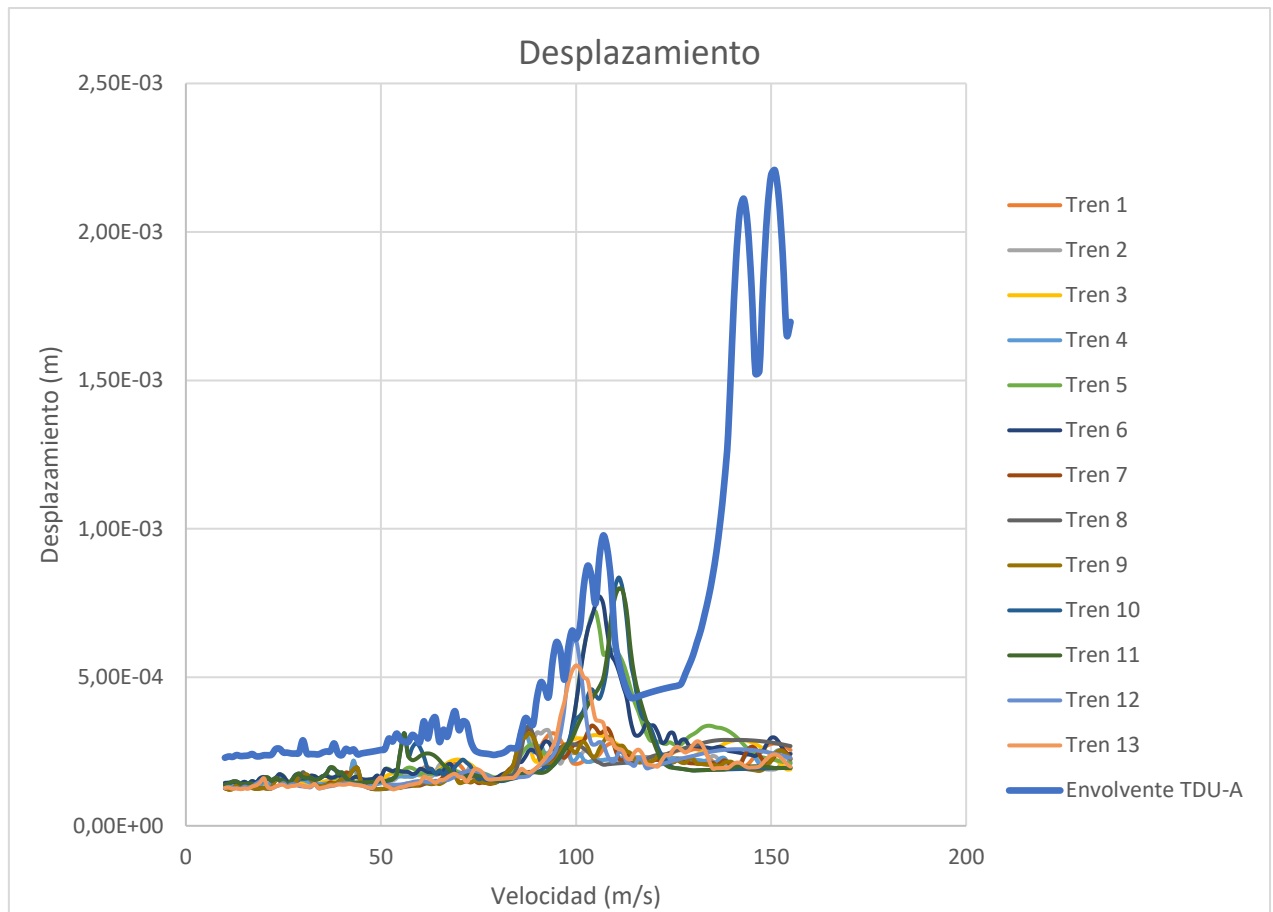


Figura 34. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 9

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 2,21 mm para una velocidad de 151 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado para este puente de vano 20 m la flecha admitida sería de 33,3 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.10. Puente 10

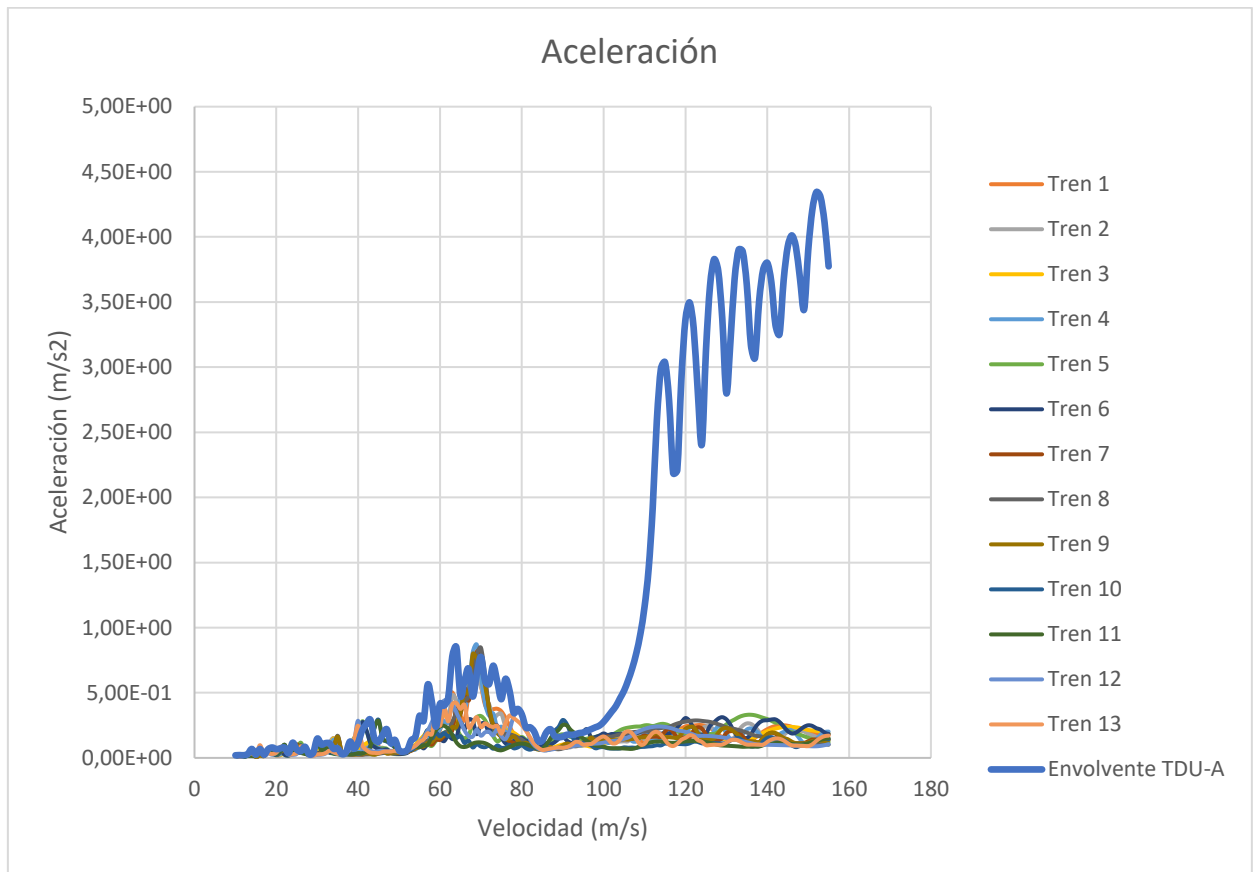


Figura 35. ACELERACIONES PUENTE 10

La aceleración máxima del sistema es de $4,307 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 153 m/s .

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $0,439g$ por lo que no sería un puente válido.

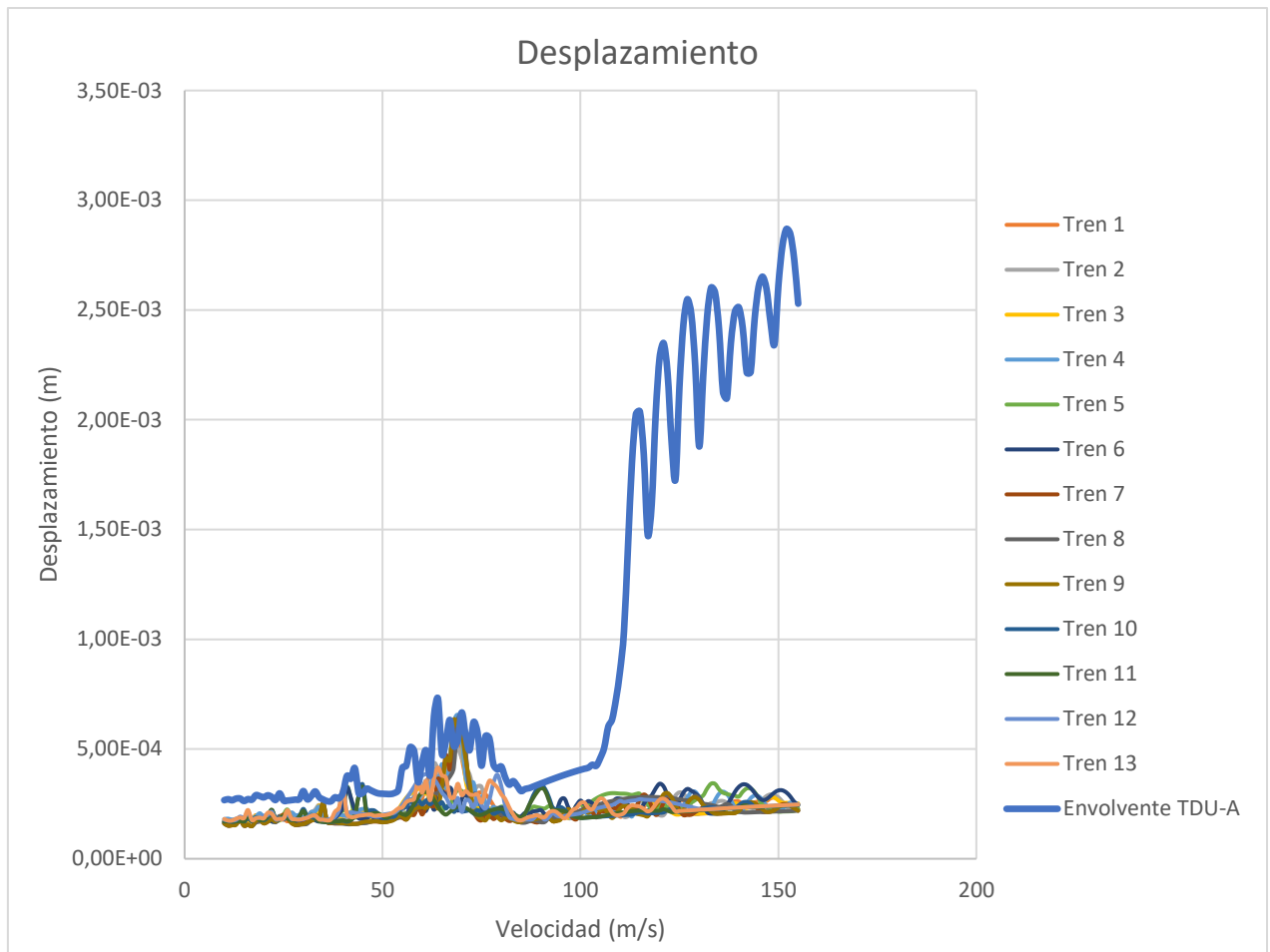


Figura 36. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 10

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 2,87 mm para una velocidad de 152 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 10 m la flecha admitida sería de 16,6 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.11. Puente 11

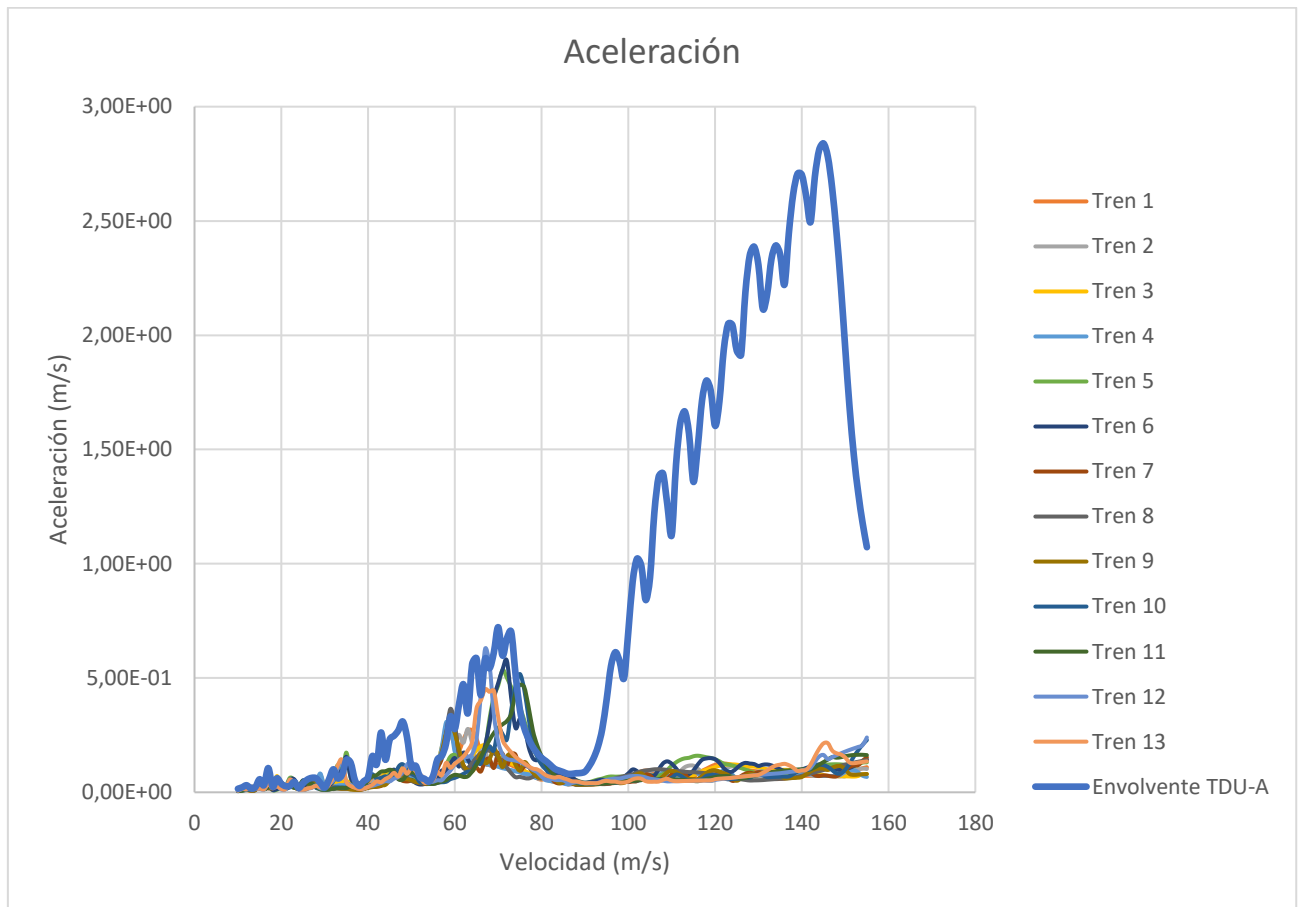


Figura 37. ACELERACIONES PUENTE 11

La aceleración máxima del sistema es de $2,83 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 145 m/s.

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de 0,288g por lo que sería un puente válido.

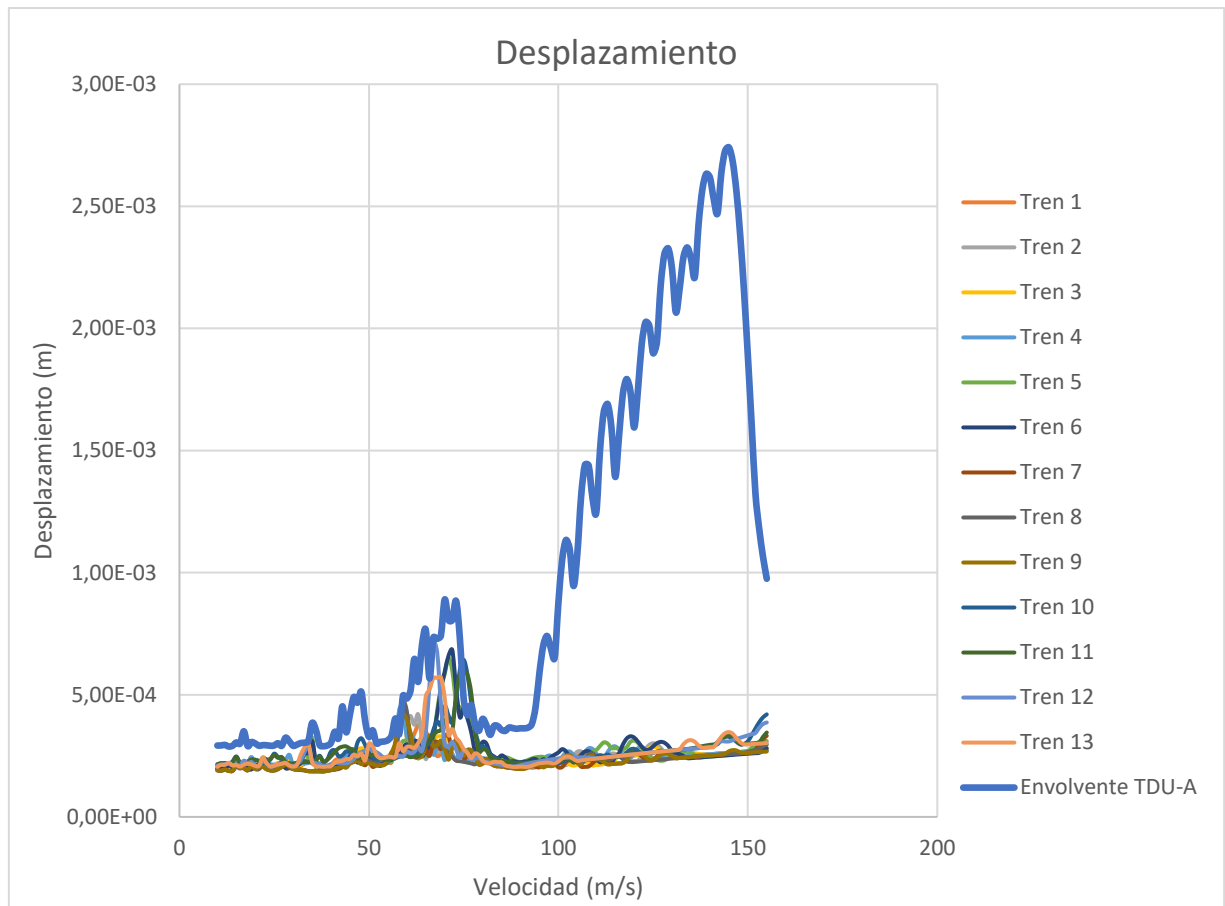


Figura 38. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 11

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 12,2 mm para una velocidad de 142 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 10 m la flecha admitida sería de 16,6 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.12. Puente 12

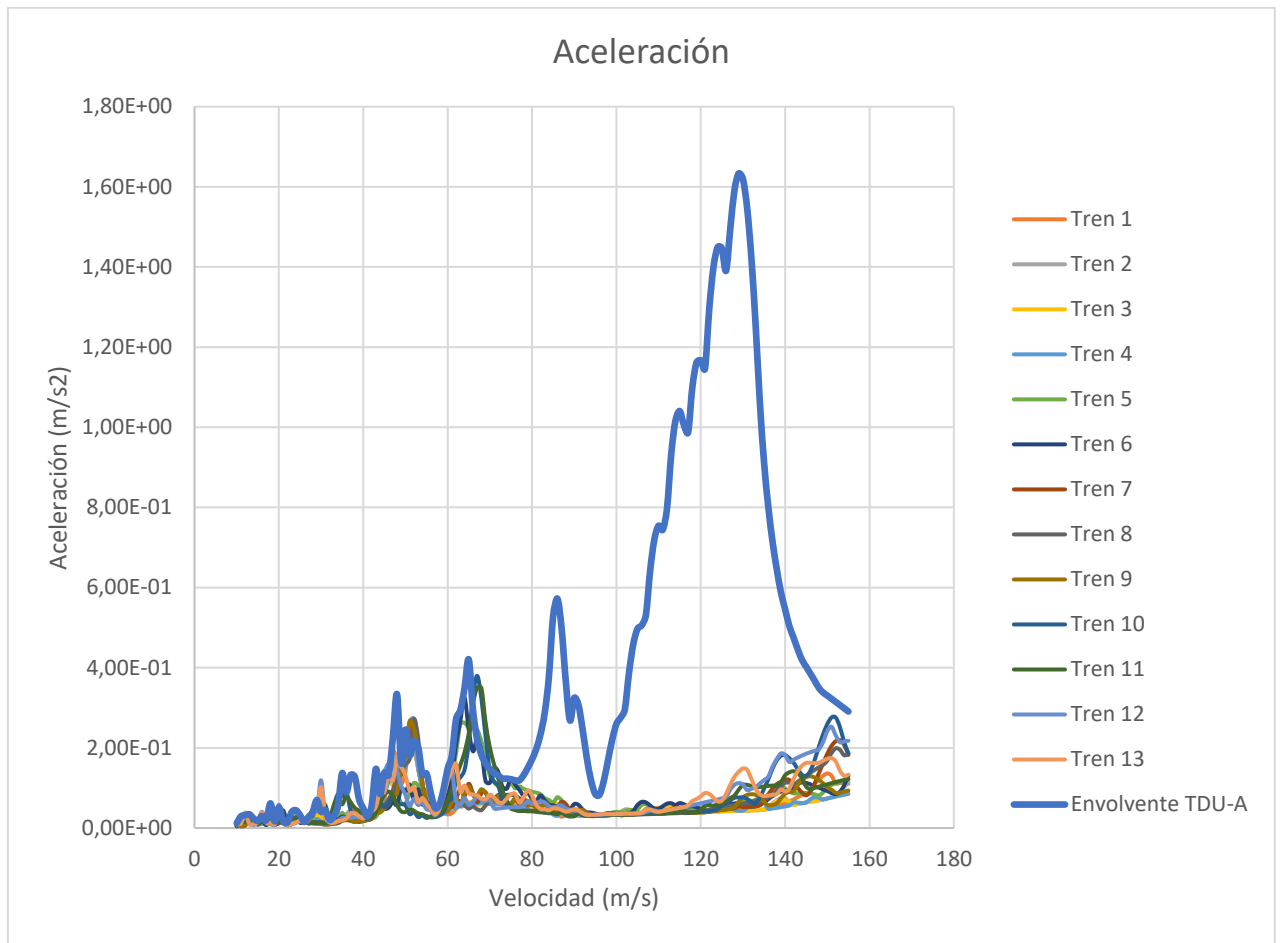


Figura 39. ACELERACIONES PUENTE 12

La aceleración máxima del sistema es de $1,63 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 129 m/s.

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de 0,166g por lo que sería un puente válido.

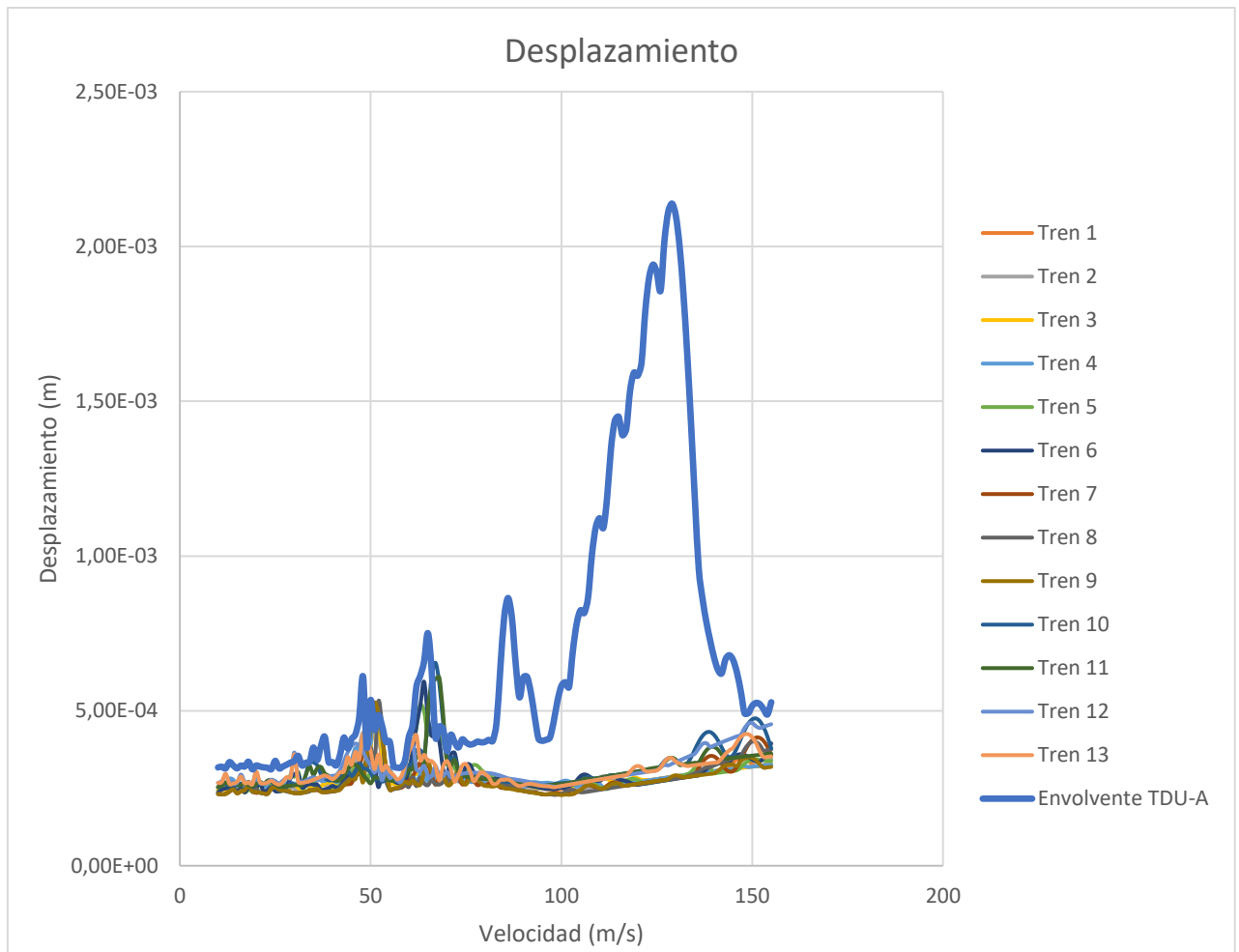


Figura 40. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 12

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 2,14 mm para una velocidad de 129 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 30 m la flecha admitida sería de 50 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.13. Puente 13

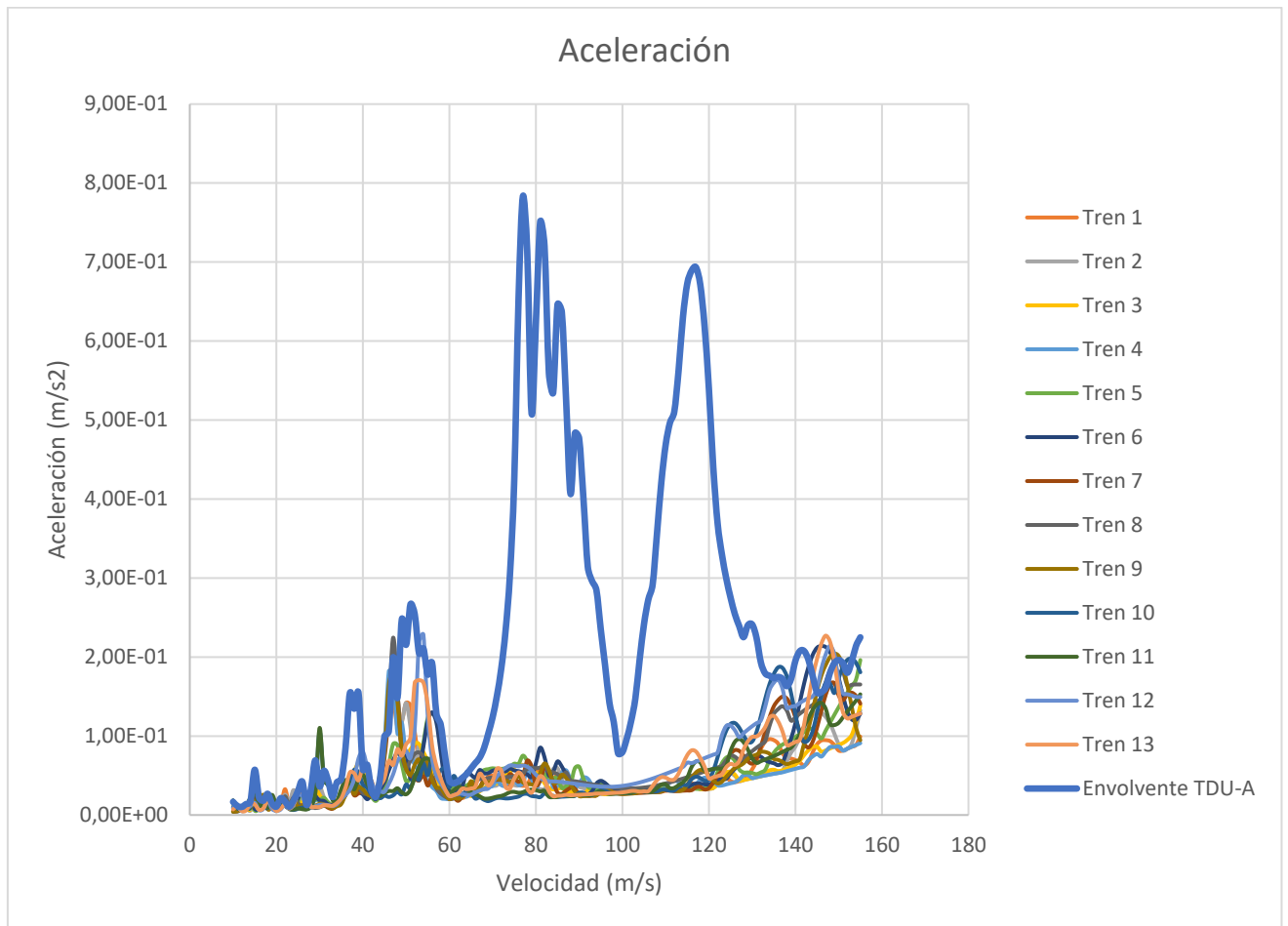


Figura 41. ACELERACIONES PUENTE 13

La aceleración máxima del sistema es de $0,78 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 77 m/s .

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $0,079g$ por lo que sería un puente válido.

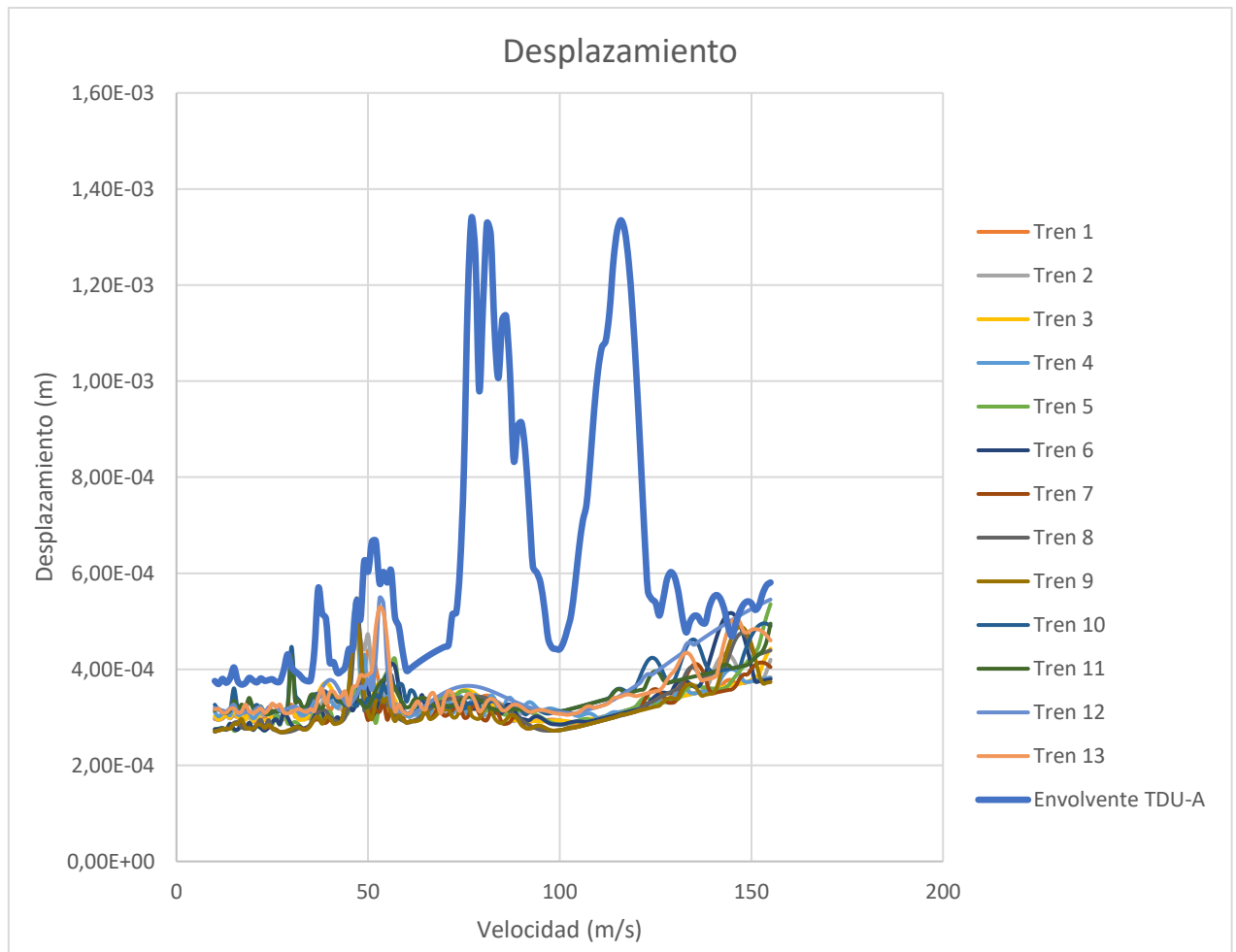


Figura 42. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 13

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 1,34 mm para una velocidad de 77 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 35 m la flecha admitida sería de 58,3 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.14. Puente 14

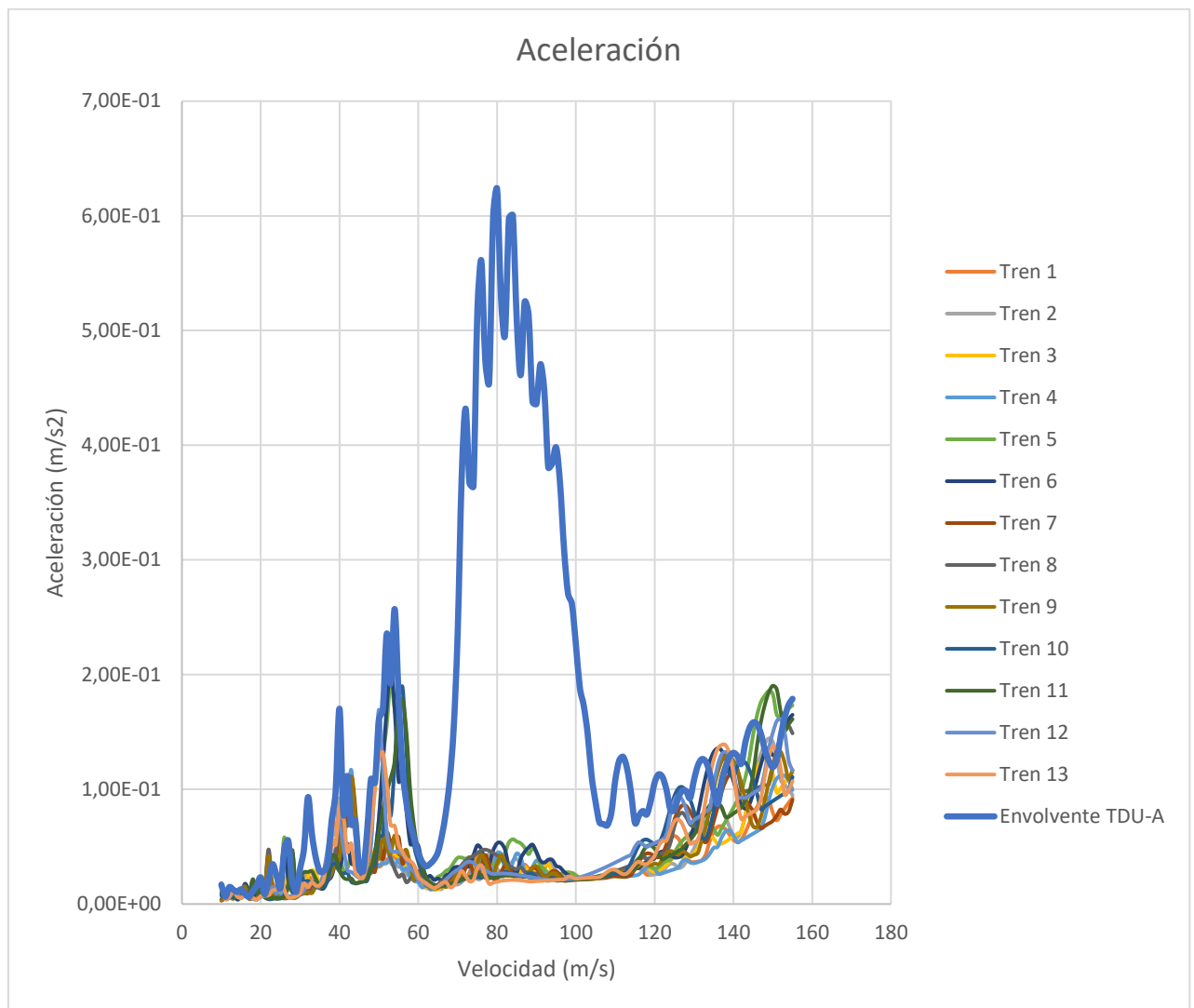


Figura 43. ACELERACIONES PUENTE 14

La aceleración máxima del sistema es de $0,62 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 80 m/s.

Para este puente en el tramo desde 135 hasta 155 m/s varios trenes superan el valor del pico de la envolvente del TDU-A. Estos serían para:

- Tren 5 en 149 m/s con una aceleración de $0,188 \text{ m/s}^2$
- Tren 11 en 150 m/s con una aceleración de $0,19 \text{ m/s}^2$.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 155 m/s con una aceleración de $0,178 \text{ m/s}^2$.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $0,063g$ por lo que sería un puente válido.

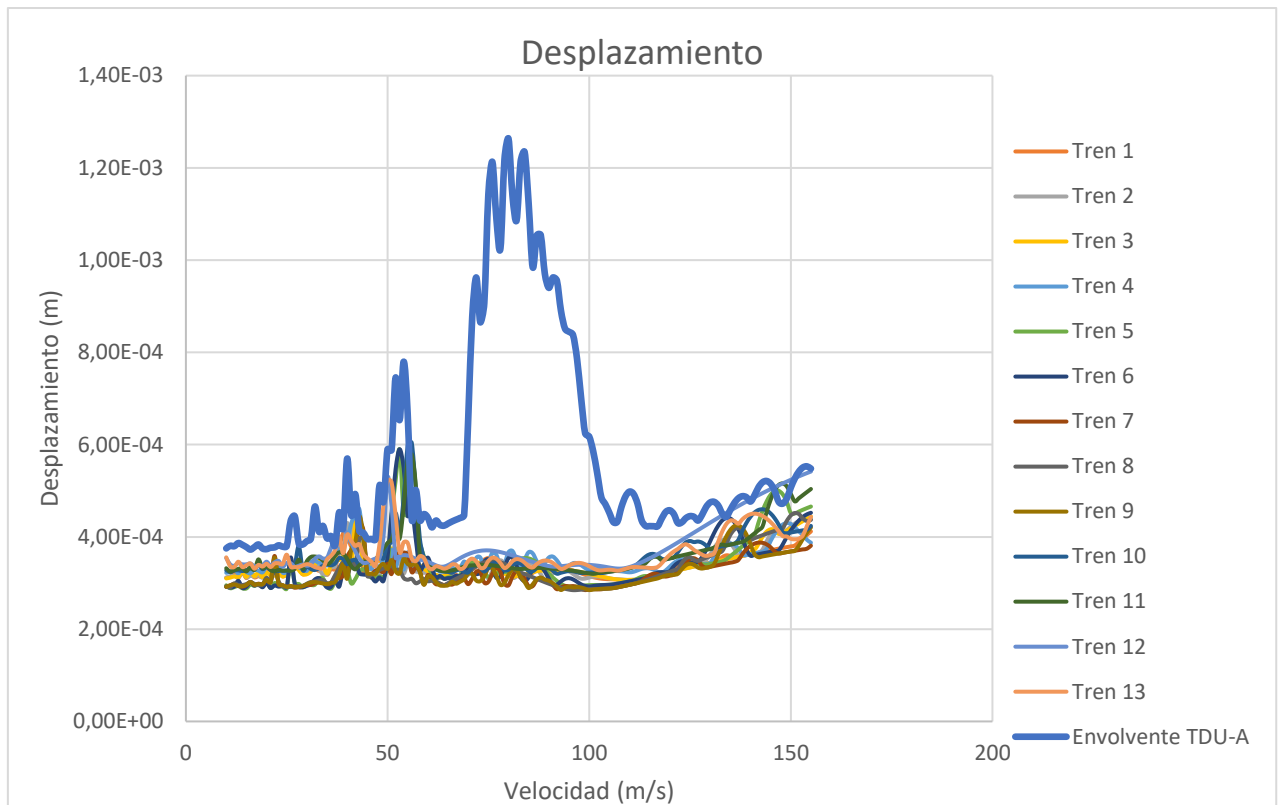


Figura 44. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 14

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 1,26 mm para una velocidad de 80 m/s.

En desplazamientos, ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 40 m la flecha admitida sería de 66,67 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.15. Puente 15

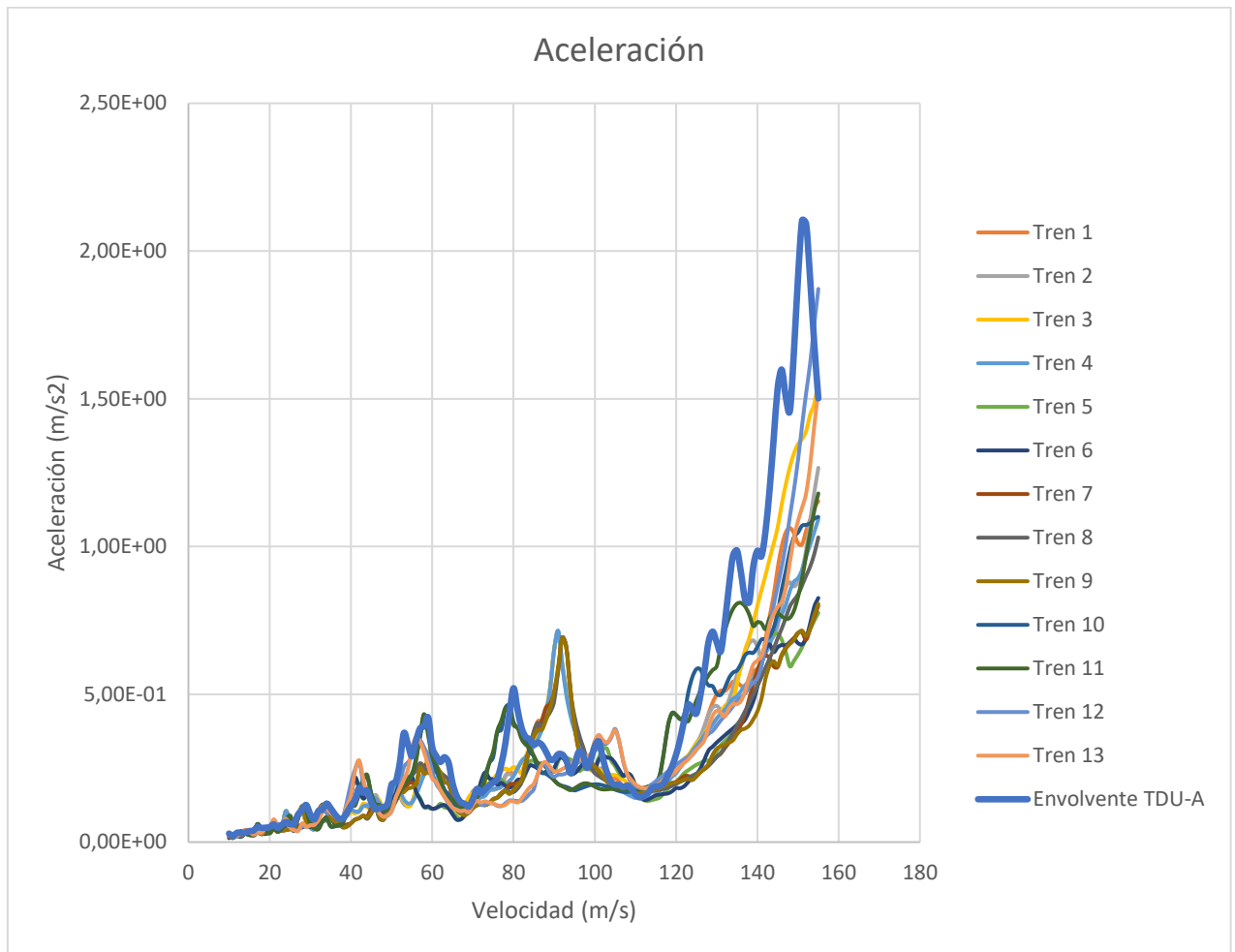


Figura 45. ACELERACIONES PUENTE 15

La aceleración máxima del sistema es de $2,10 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 152 m/s .

Para este puente en el tramo desde 80 hasta 100 m/s varios trenes superan el valor del pico de la envolvente del TDU-A. Estos serían para:

- Tren 1 en 91 m/s con una aceleración de $0,707 \text{ m/s}^2$
- Tren 2 en 91 m/s con una aceleración de $0,702 \text{ m/s}^2$.
- Tren 3 en 91 m/s con una aceleración de $0,713 \text{ m/s}^2$
- Tren 4 en 91 m/s con una aceleración de $0,715 \text{ m/s}^2$.
- Tren 7 en 92 m/s con una aceleración de $0,692 \text{ m/s}^2$.
- Tren 8 en 92 m/s con una aceleración de $0,692 \text{ m/s}^2$
- Tren 9 en 92 m/s con una aceleración de $0,691 \text{ m/s}^2$.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 80 m/s con una aceleración de $0,323 \text{ m/s}^2$.

Además, en el tramo de 100 a 120 m/s se encuentran:

- Tren 12 en 105 m/s con una aceleración de $0,383 \text{ m/s}^2$
- Tren 13 en 105 m/s con una aceleración de $0,379 \text{ m/s}^2$
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 101 m/s con una aceleración de $0,323 \text{ m/s}^2$.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de 0,21g por lo que sería un puente válido.

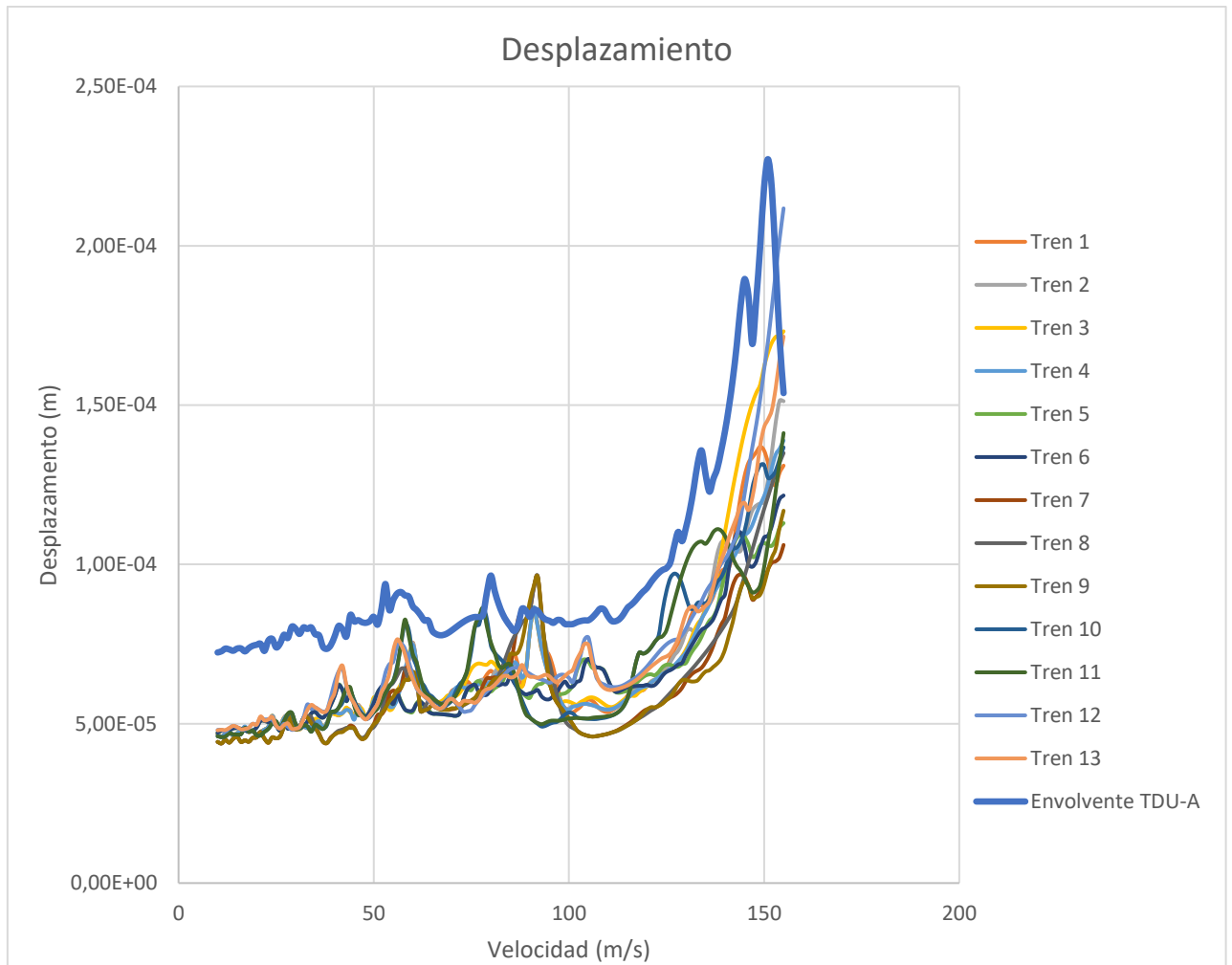


Figura 46. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 15

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 0,227 mm para una velocidad de 151 m/s.

En desplazamientos, aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 10 m la flecha admitida sería de 16,6 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.16. Puente 16

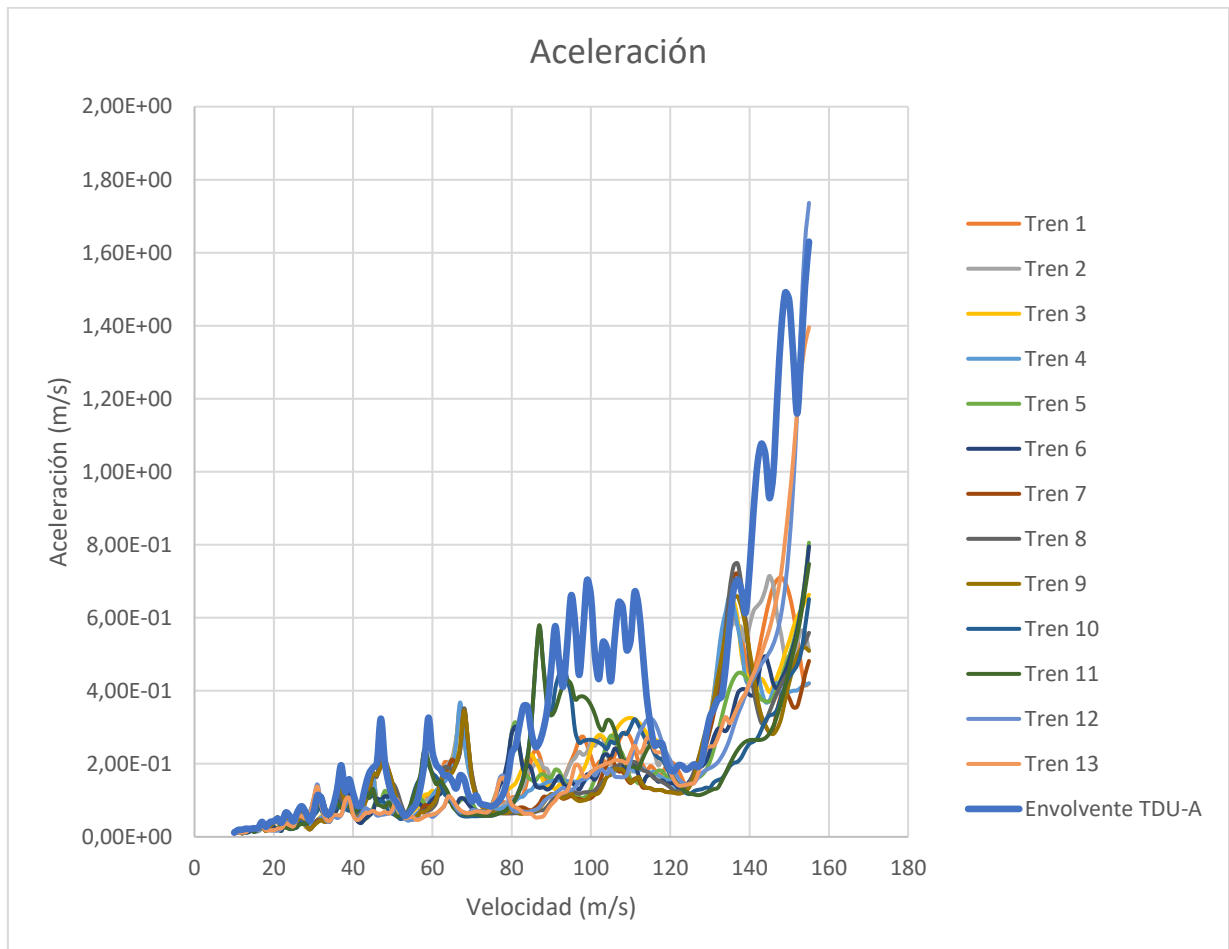


Figura 47. ACELERACIONES PUENTE 16

La aceleración máxima del sistema es de $1,63 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 155 m/s.

Para este puente en el tramo desde 50 hasta 70 m/s varios trenes superan el valor del pico de la envolvente del TDU-A. Estos serían para:

- Tren 1 en 67 m/s con una aceleración de $0,351 \text{ m/s}^2$.
- Tren 2 en 67 m/s con una aceleración de $0,342 \text{ m/s}^2$.
- Tren 4 en 67 m/s con una aceleración de $0,368 \text{ m/s}^2$.
- Tren 7 en 68 m/s con una aceleración de $0,350 \text{ m/s}^2$.
- Tren 9 en 67 m/s con una aceleración de $0,346 \text{ m/s}^2$.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 59 m/s con una aceleración de $0,326 \text{ m/s}^2$.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $0,166g$ por lo que sería un puente válido.

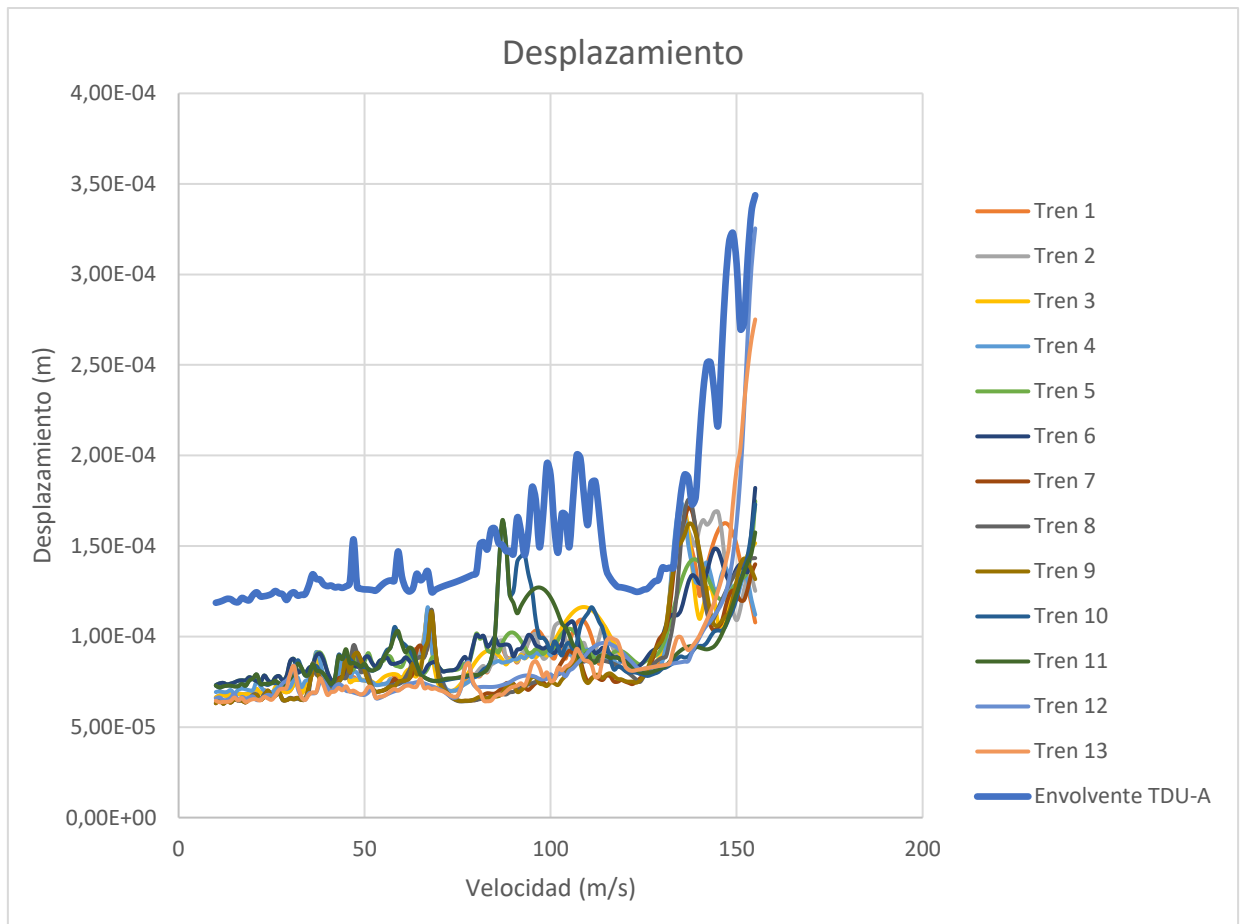


Figura 48. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 16

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 0,34 mm para una velocidad de 155 m/s.

En desplazamientos, ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 15 m la flecha máxima admitida sería de 25 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.17. Puente 17

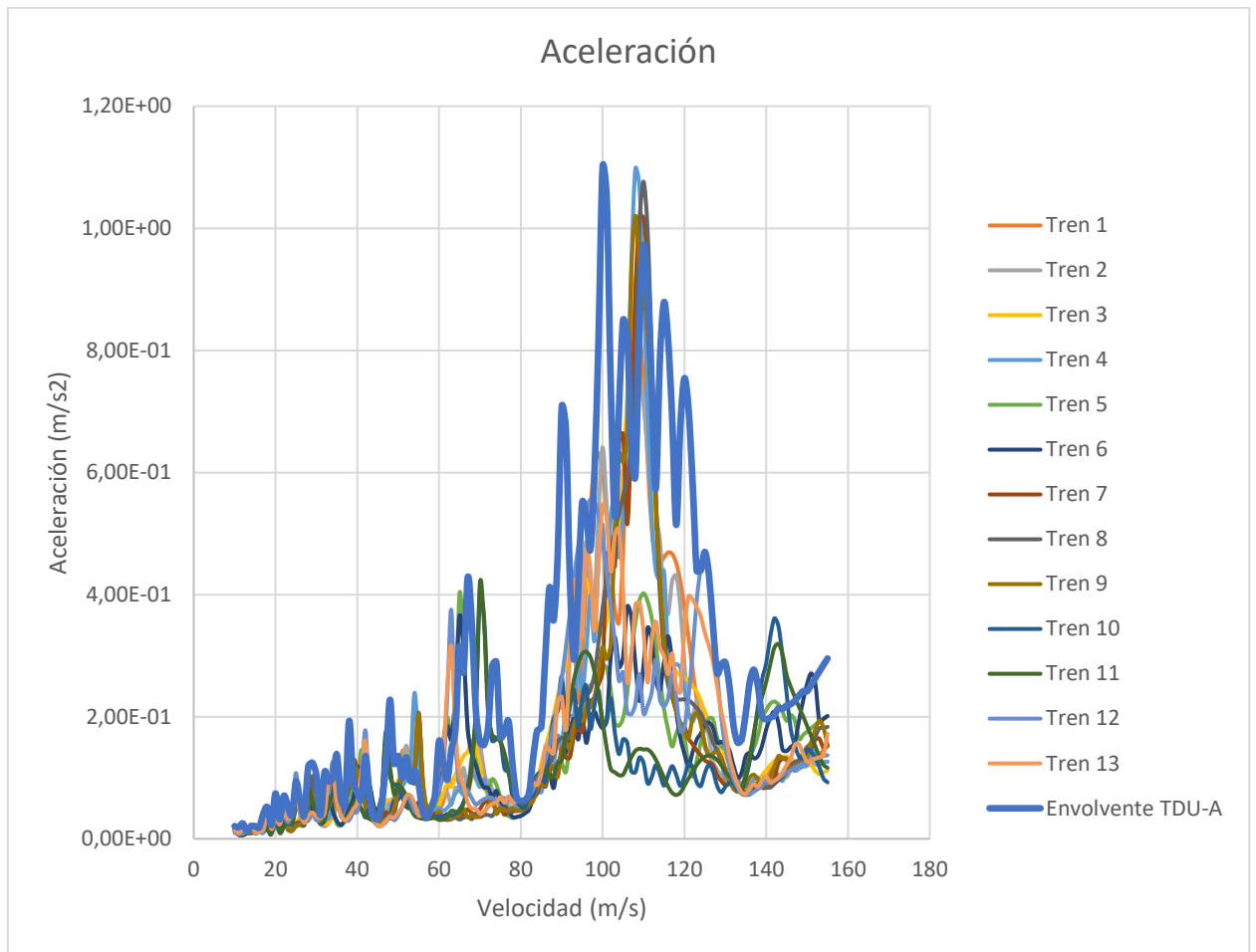


Figura 49. ACELERACIONES PUENTE 17

La aceleración máxima del sistema es de $1,101 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 100 m/s .

Para este puente en el tramo desde 150 hasta 150 m/s varios trenes superan el valor del pico de la envolvente del TDU-A. Estos serían para:

- Tren 10 en 143 m/s con una aceleración de $0,348 \text{ m/s}^2$ y
- Tren 11 en 144 m/s con una aceleración de $0,302 \text{ m/s}^2$.
- El pico de la envolvente del TDU-A más cercano sería en 138 m/s con una aceleración de $0,248 \text{ m/s}^2$.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $0,11g$ por lo que sería un puente válido.

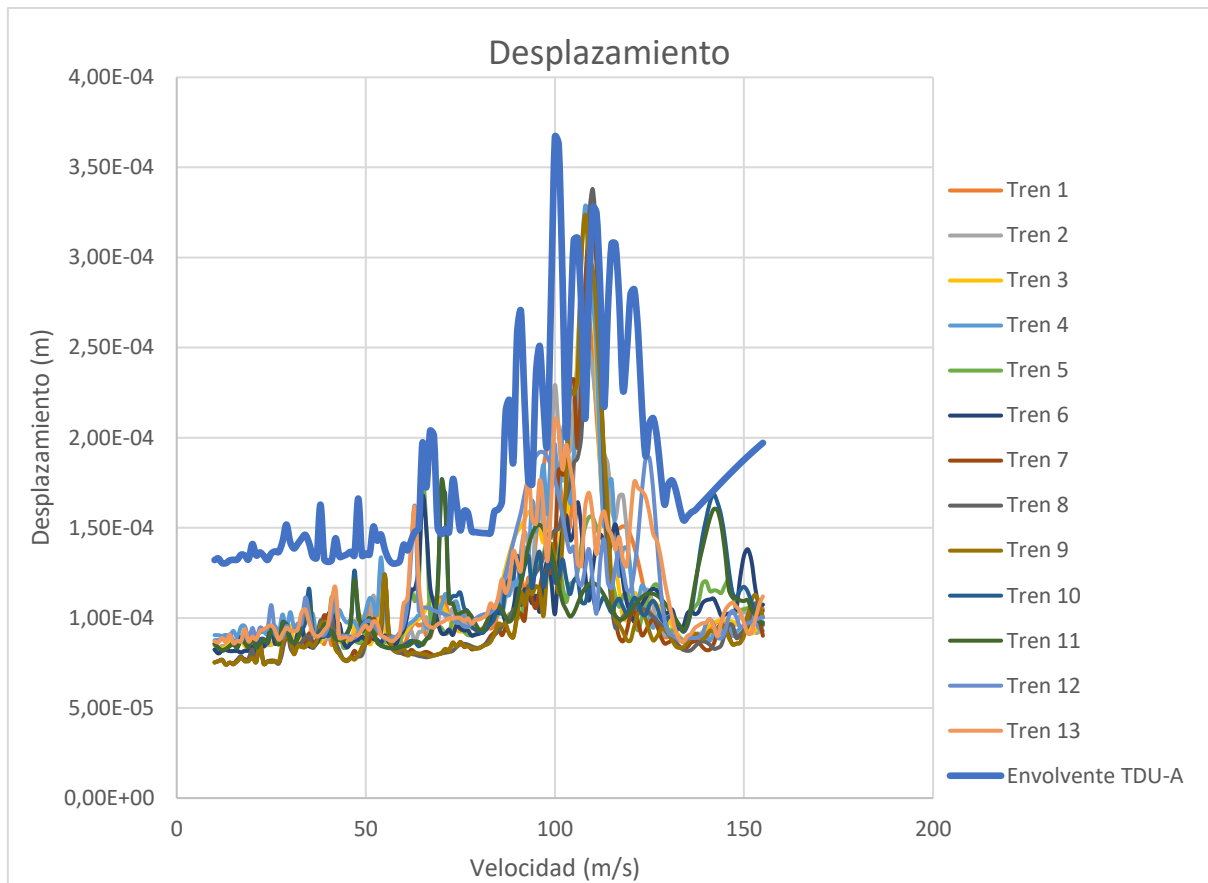


Figura 50. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 17

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 0,367 mm para una velocidad de 100 m/s.

En desplazamientos, ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 20 m la flecha admitida sería de 33,3 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.18. Puente 18

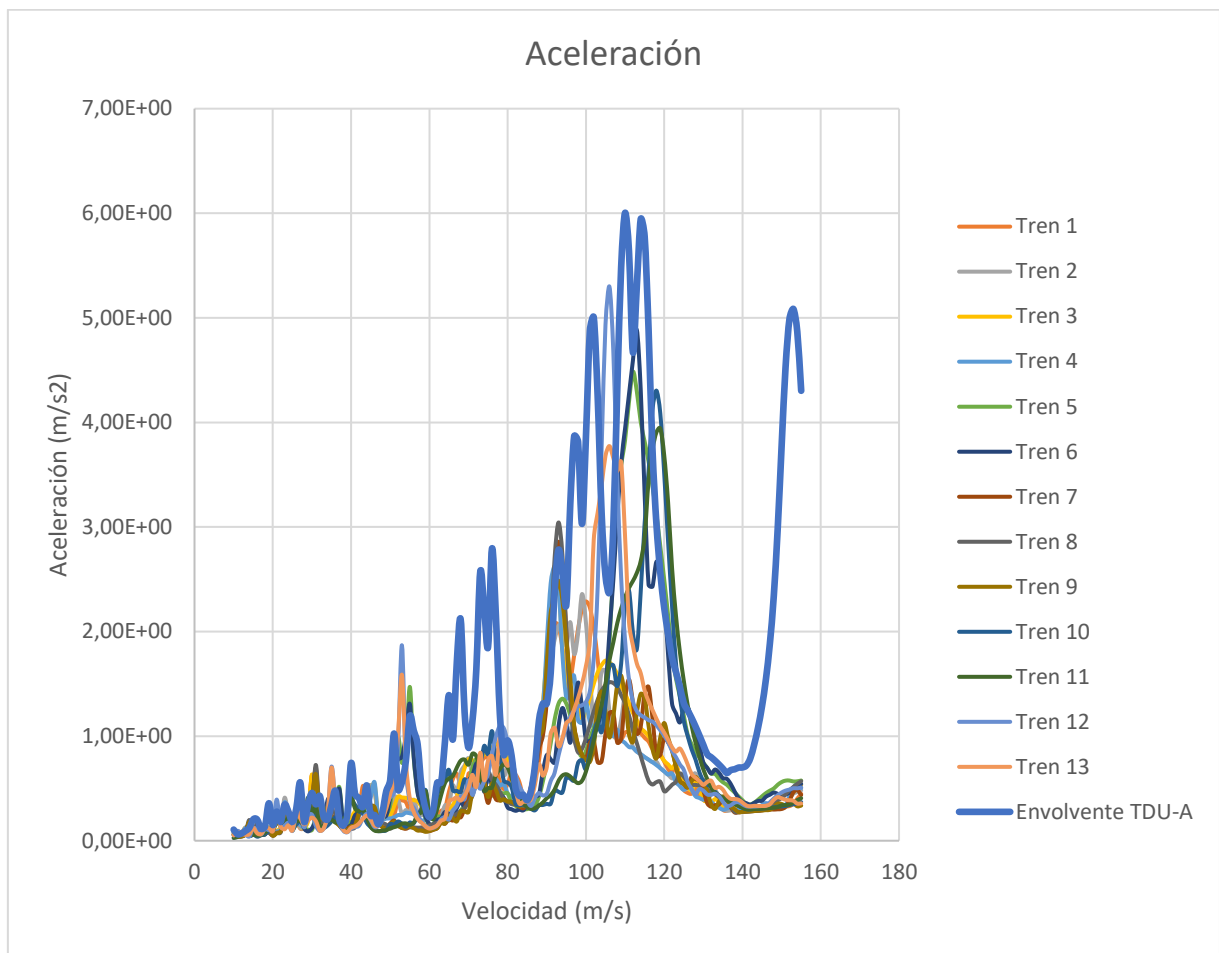


Figura 51. ACELERACIONES PUENTE 18

La aceleración máxima del sistema es de $6,004\text{ m/s}^2$ para una velocidad de 110 m/s .

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $0,613g$ por lo que no sería un puente válido.

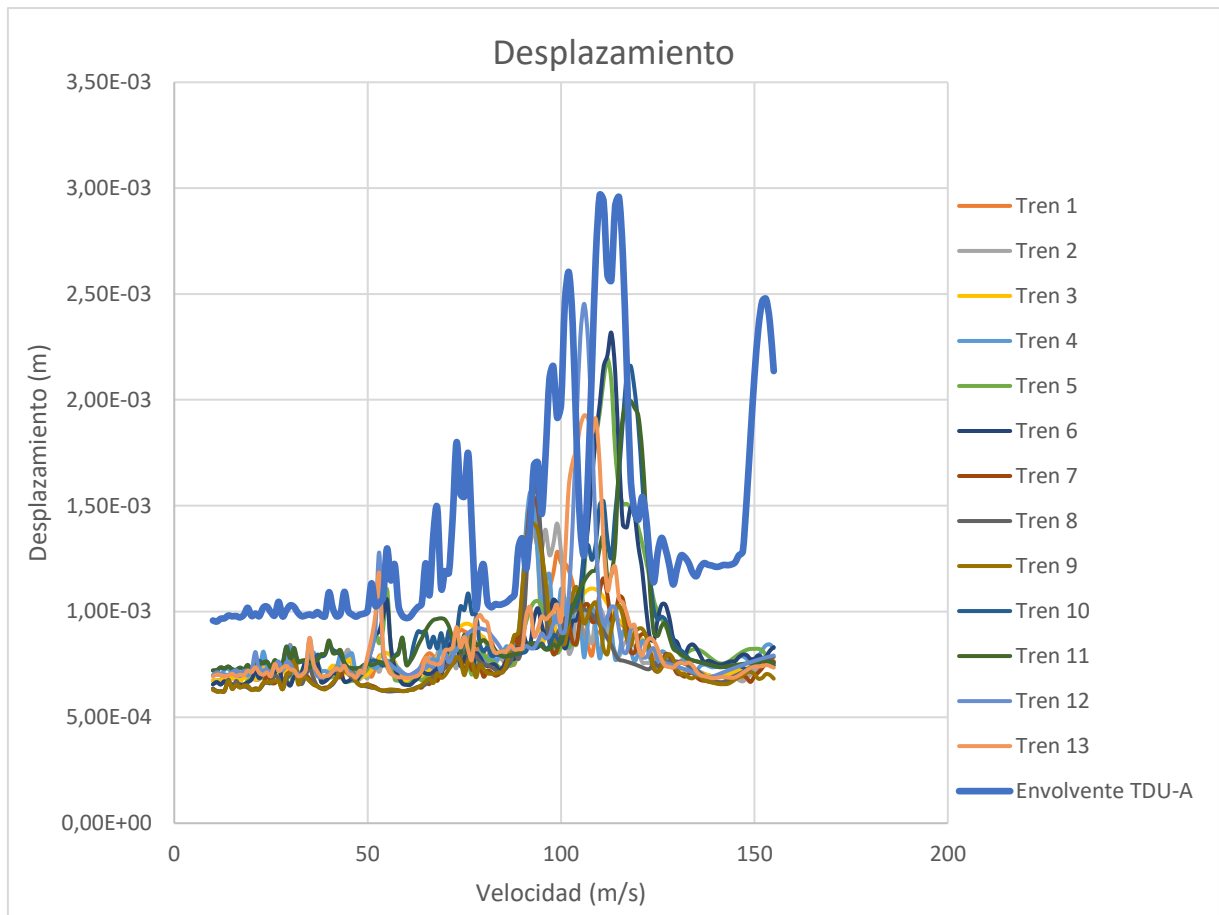


Figura 52. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 18

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 2,97 mm para una velocidad de 110 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 25 m la flecha admitida sería de 41,6 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.19. Puente 19

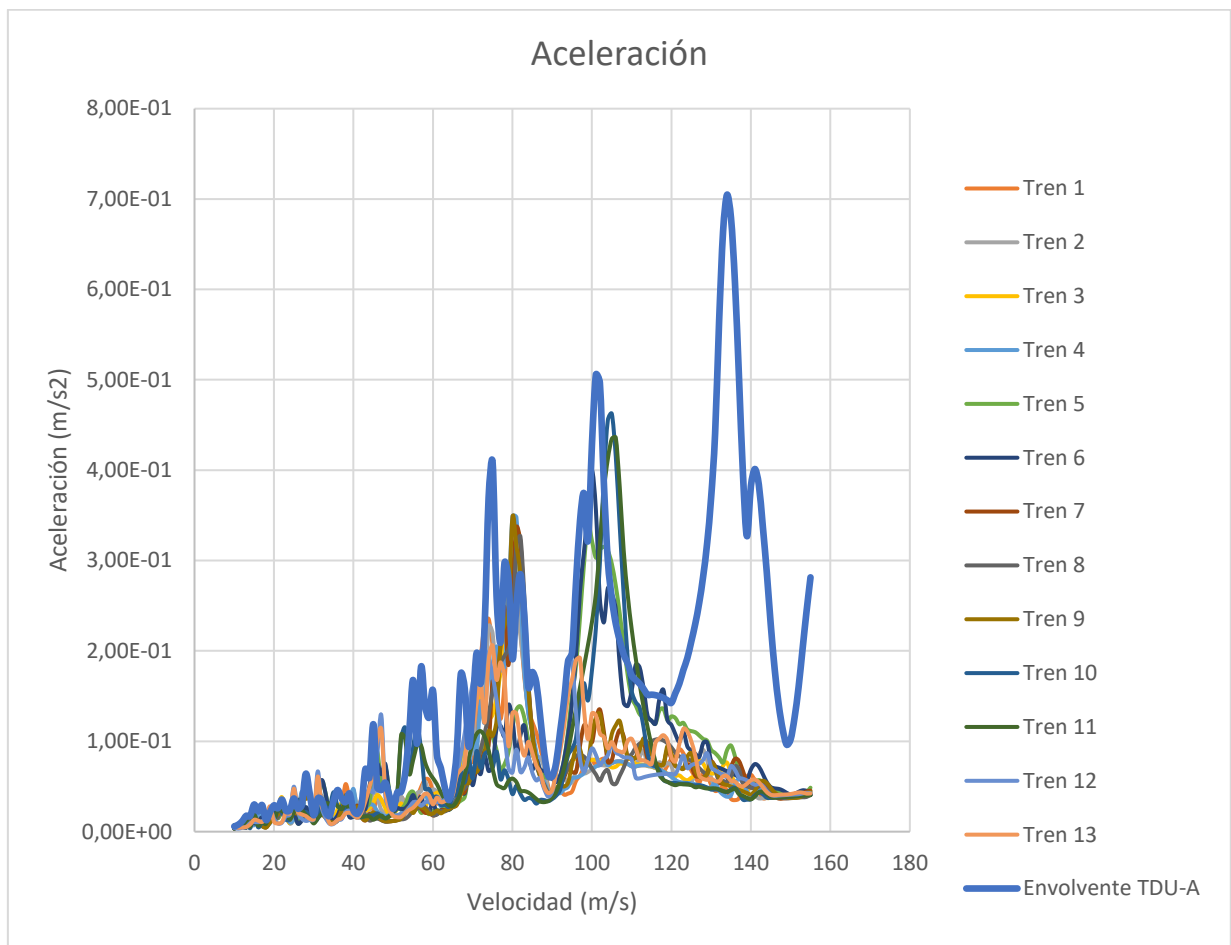


Figura 53. ACELERACIONES PUENTE 19

La aceleración máxima del sistema es de $0,705\text{ m/s}^2$ para una velocidad de 134 m/s .

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de $0,071\text{g}$ por lo que sería un puente válido.

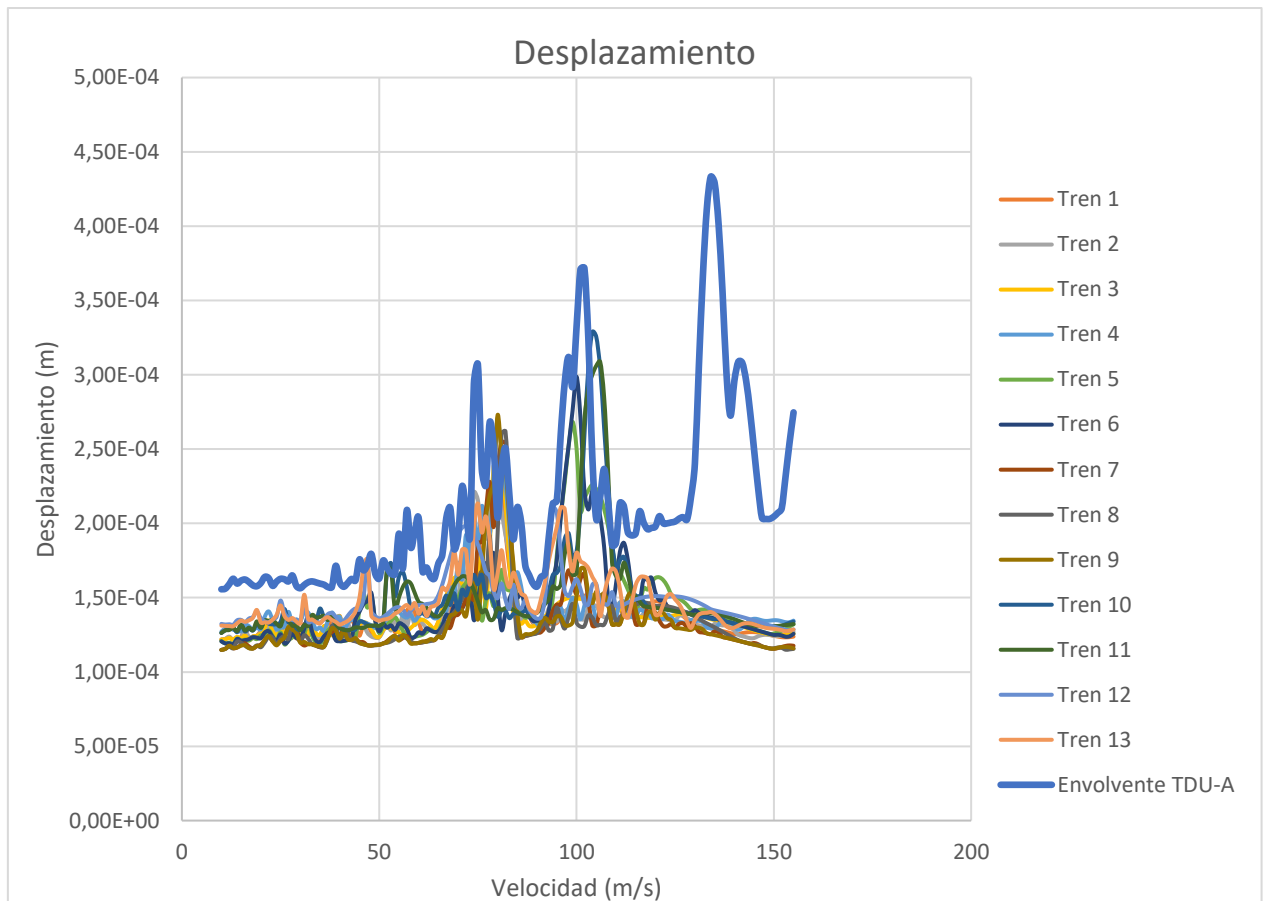


Figura 54. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 19

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 0,433 mm para una velocidad de 134 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 30 m la flecha máxima admitida sería de 50 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.20. Puente 20

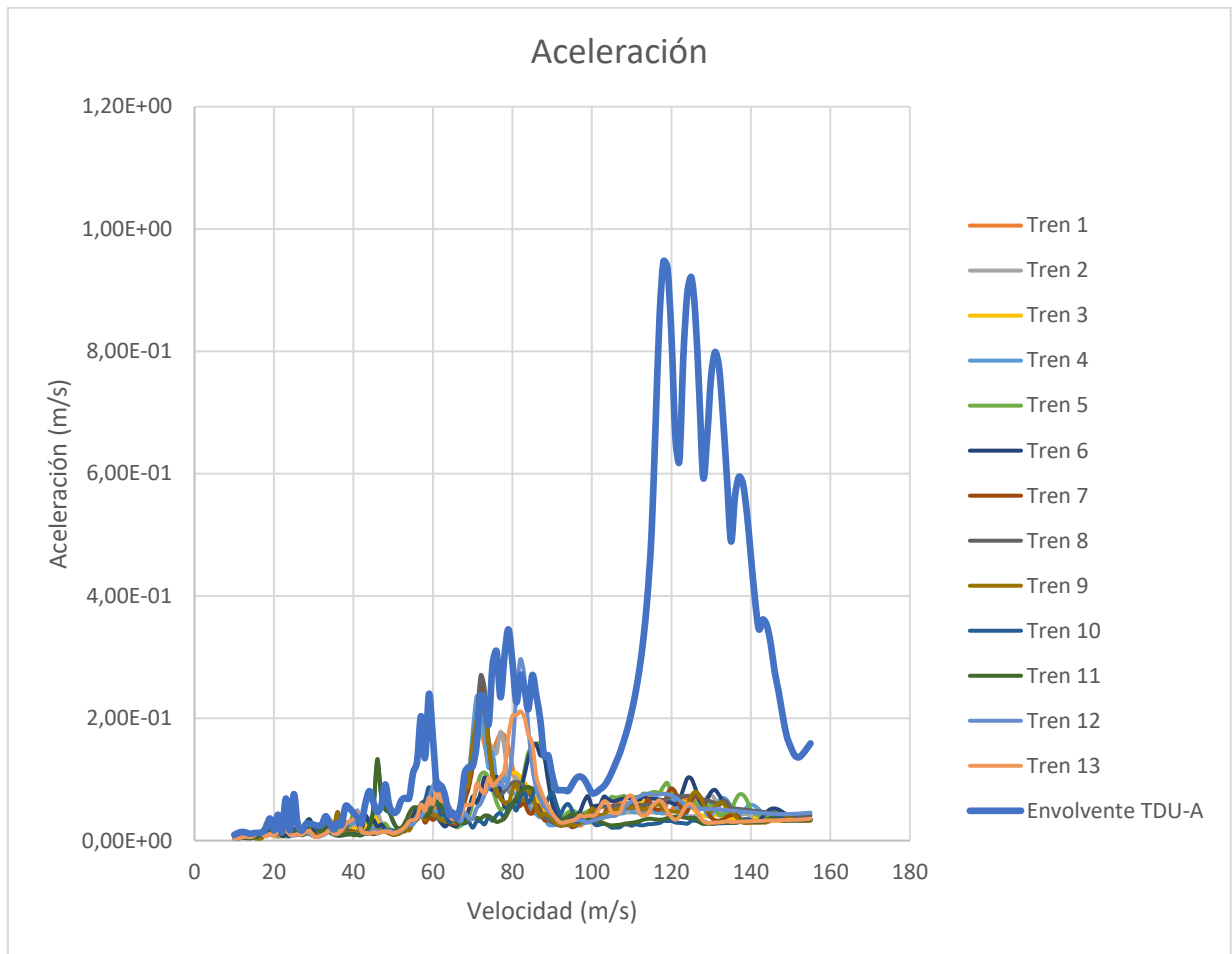


Figura 55. ACELERACIONES PUENTE 20

La aceleración máxima del sistema es de $0,947 \text{ m/s}^2$ para una velocidad de 118 m/s.

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de 0,096g por lo que sería un puente válido.

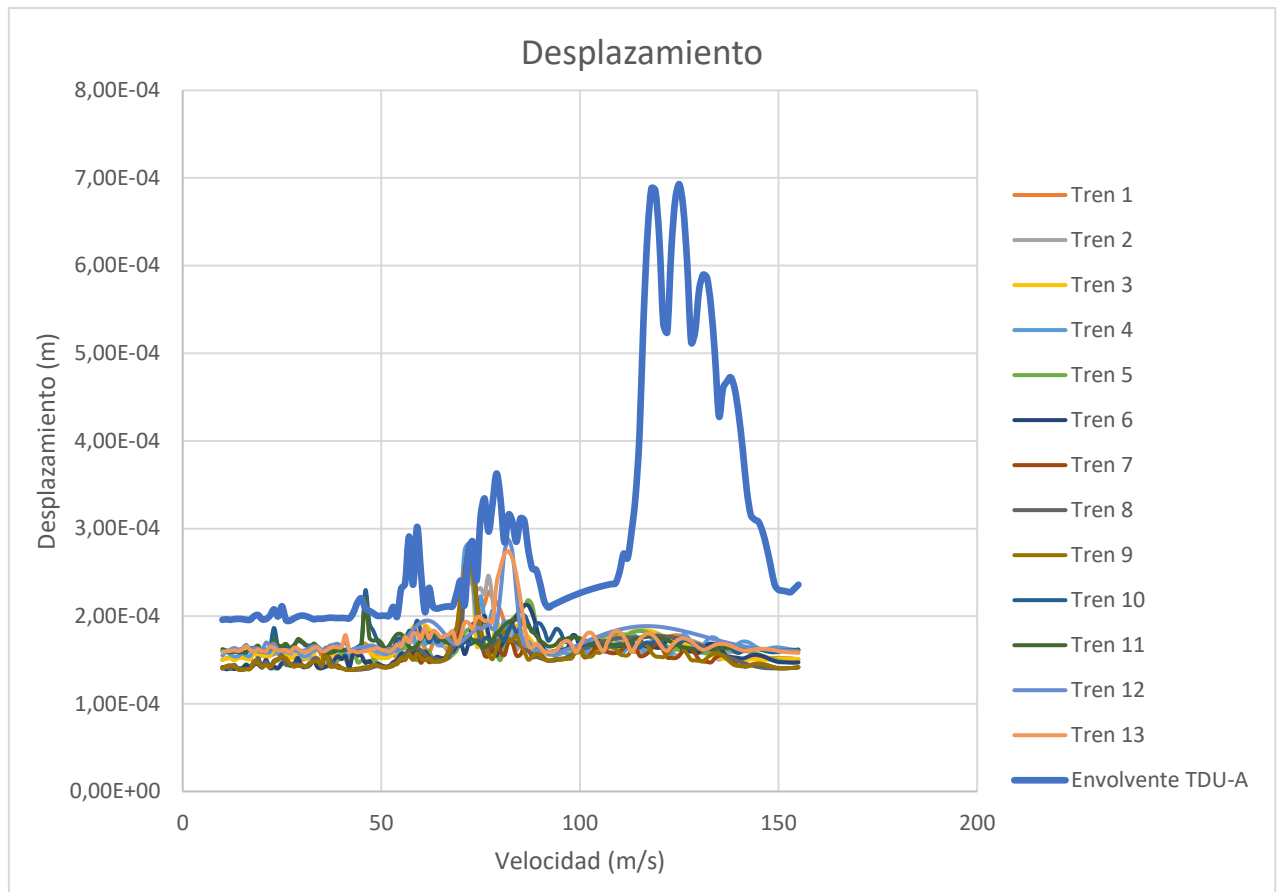


Figura 56. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 20

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 0,693 mm para una velocidad de 125 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 35 m la flecha máxima admitida sería de 58,33 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.1.21. Puente 21

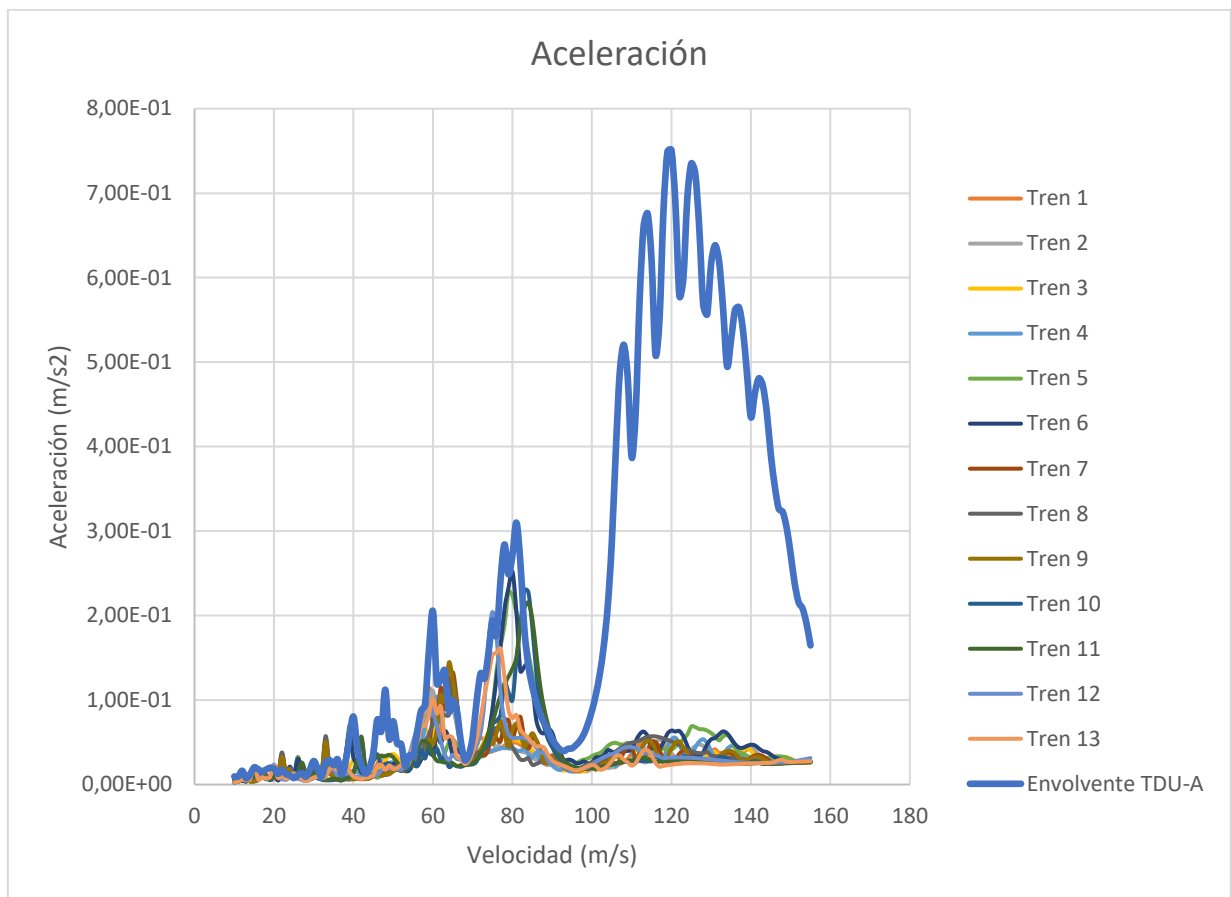


Figura 57. ACELERACIONES PUENTE 21

La aceleración máxima del sistema es de 0,748 m/s² para una velocidad de 142 m/s.

Ninguno de los trenes superaría en ninguno de los tramos estudiados las aceleraciones máximas del tramo marcadas por la envolvente del TDU-A y por consiguiente la aceleración máxima del sistema.

Por otro lado, en este puente se alcanza una aceleración máxima de 0,076g por lo que sería un puente válido.

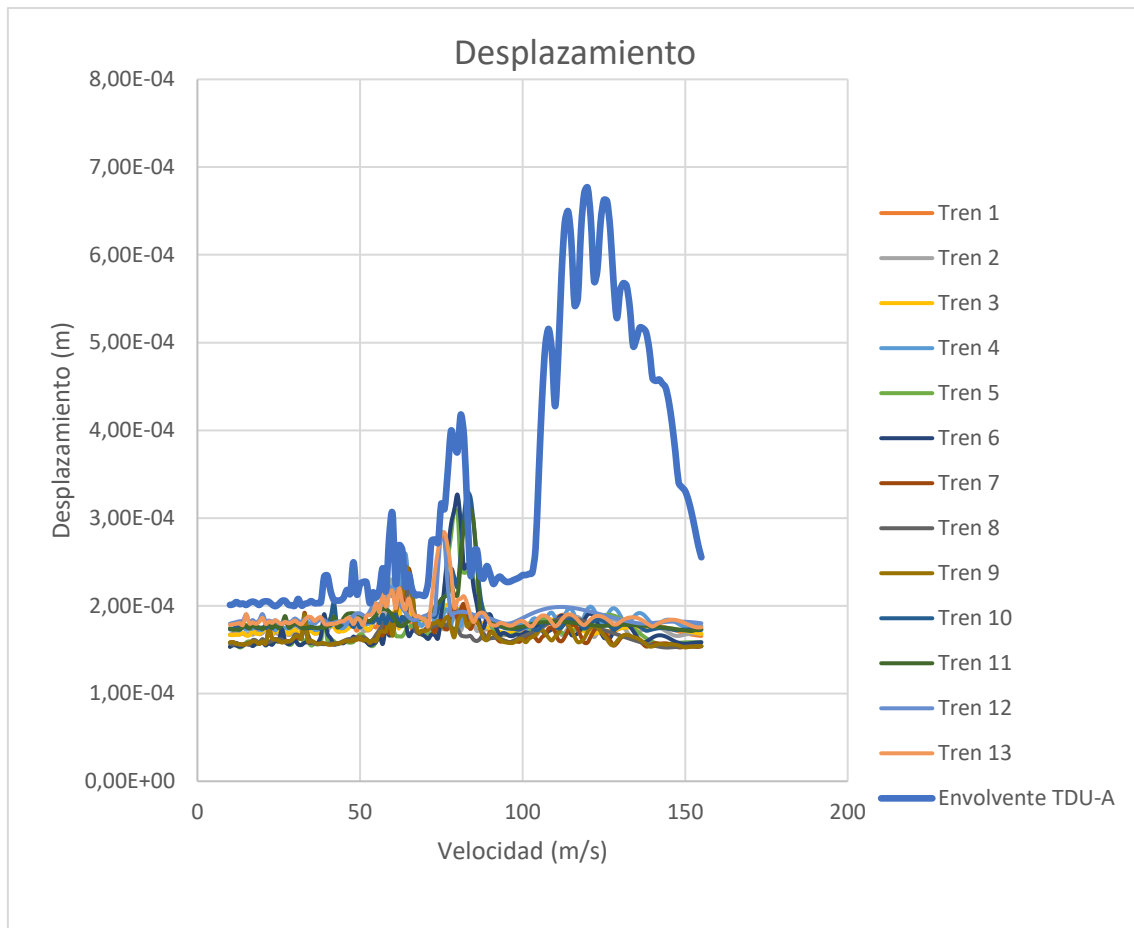


Figura 58. DESPLAZAMIENTOS PUENTE 21

El desplazamiento máximo marcado por la envolvente del TDU-A es de 6,77 mm para una velocidad de 120 m/s.

Al igual que para aceleraciones ningún tren supera el valor máximo de la envolvente correspondiente a cada tramo estudiado.

Por otro lado, para este puente de vano 40 m la flecha admitida sería de 66,67 mm que si englobaría el desplazamiento máximo obtenido.

3.3.2. Resumen de resultados

Tras la realización del cálculo, se resumen a continuación los casos en los que la respuesta frente alguno de los trenes estudiados supera la del TDU-A

Tabla 10. RELACION DE TRENES VALIDOS RESPECTO A CADA PUENTE

	Tren 1	Tren 2	Tren 3	Tren 4	Tren 5	Tren 6	Tren 7	Tren 8	Tren 9	Tren 10	Tren 11	Tren 12	Tren 13
Puente 1													
Puente 2													
Puente 3													
Puente 4													
Puente 5													
Puente 6													
Puente 7													
Puente 8													
Puente 9													
Puente 10													
Puente 11													
Puente 12													
Puente 13													
Puente 14													
Puente 15													
Puente 16													
Puente 17													
Puente 18													
Puente 19													
Puente 20													
Puente 21													

A continuación, se incluye una tabla con la relación de los puentes validos según los criterios del eurocodigo 1 y la IAPF:

Tabla 11. PUENTES ACORDES AL EUROCODIGO Y LA IAPF

Puente 1	
Puente 2	
Puente 3	
Puente 4	
Puente 5	
Puente 6	
Puente 7	
Puente 8	
Puente 9	
Puente 10	
Puente 11	
Puente 12	
Puente 13	
Puente 14	
Puente 15	
Puente 16	
Puente 17	
Puente 18	
Puente 19	
Puente 20	
Puente 21	

4. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

4.1. Conclusiones

En primer lugar, se observa que, en el cálculo de las improntas dinámicas la envolvente del TDU-A es superada en la mayoría de los casos, lo que podría suponer un riesgo.

Por esta razón, para comprobar si realmente supondrían un riesgo se ha realizado el cálculo dinámico en aceleraciones y desplazamientos que, aunque ciertos puntos superan la envolvente no parecen representar un riesgo debido a:

- El límite máximo marcado por el TDU-A no es superado por ningún tren ni en desplazamientos ni en aceleración.

Por otro lado, también se ha comprobado la validez de los puentes isostáticos propuestos, ya que parte de ellos, se encontraban fuera de los límites de frecuencia marcados por el Eurocodigo 1. En este caso, estos puentes no han generado fallos excepcionales respecto al resto. Es más, otro puente que si se encontraban contenidos dentro del rango de frecuencias han resultado no válidos para el cálculo al generar aceleraciones muy superiores a las marcadas.

De esta manera, aunque el trabajo deja alguna incertidumbre y no se puede llegar a una conclusión, sí que se puede decir que, si un fabricante de ferrocarriles decide crear un tren con distribución de coches asimétrica, hay suficientes indicios de que éste se podría considerar interoperable a lo largo de la red transeuropea de ferrocarriles de alta velocidad.

4.2. Trabajos futuros

Como continuación de este proyecto se podría realizar diferentes trabajos a futuro relacionados con el tema tratado:

- Un análisis de puentes cortos en el que se incluye la interacción dinámica vehículo-estructura
- Un análisis de puentes en los que los efectos de torsión no sean despreciables para la respuesta dinámica.
- Un análisis de puentes continuos, agregándolo al estudio para puentes isostáticos realizado.

5. PRESUPUESTO

Para la realización del presupuesto se analizarán los costes de la realización de un proyecto similar al realizado, pero incluyendo la creación de un software que permita la creación de trenes con diferentes distribuciones de coches simétricas o asimétricas siguiendo las pautas del Eurocodigo 1 y el posterior calculo dinámico de estos puentes sobre una batería de puentes reales.

5.1. Planificación

Para planificar el proyecto se pondrá como fecha de inicio el día 1 de enero:

1. **Planificación del proyecto (2 días):** Lo primero que se haría es organizar el proceso que se plantea seguir durante el resto del proyecto.
2. **Documentación (2 semanas):** Proceso de recolección de datos necesarios para el desarrollo del software y de la posterior memoria
3. **Desarrollo de software (10 semanas):** desarrollo del programa necesario para la realización de los cálculos.
4. **Testo y corrección de errores (3 semanas):** una vez finalizado el desarrollo se probará el programa diseñando para encontrar posibles errores.

Se ha realizado un diagrama de Gantt que incluye posibles retrasos durante el proceso:

Tabla 12. ORGANIZACIÓN DEL DIAGRAMA DE GANTT

ACTIVIDAD	INICIO DEL PLAN	DURACIÓN DEL PLAN	INICIO REAL	DURACIÓN REAL
Planificación	1	1	1	1
Documentación	1	2	1	3
Software	3	10	3	12
Testeo	13	3	15	3

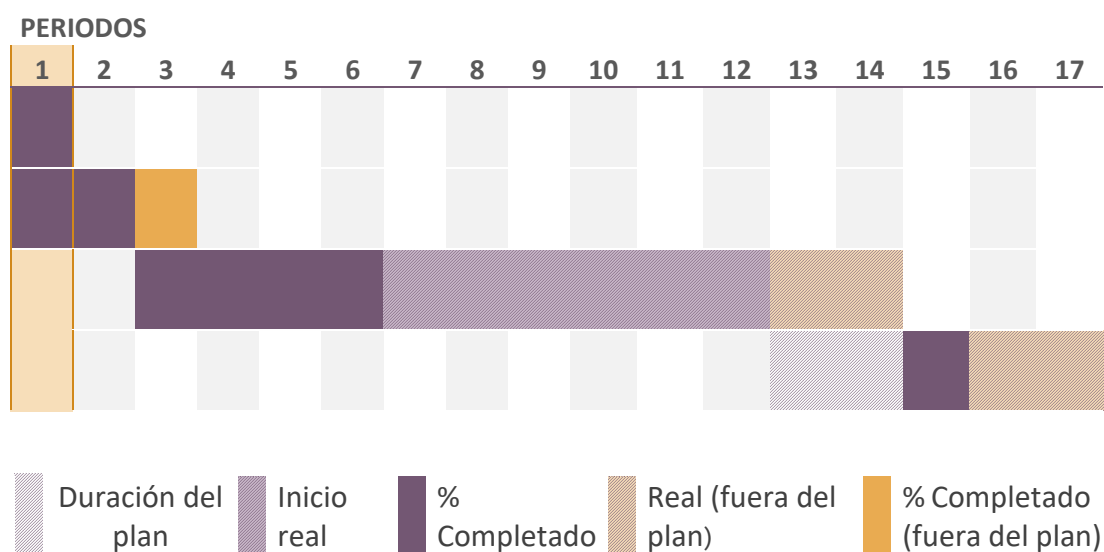


Figura 59. DIAGRAMA DE GANTT

5.2. Presupuesto

A continuación, se expondrán los diferentes costes asociados al proyecto, se analizará el coste de personal, de equipos y de software empleados:

Tabla 13. COSTES DE PERSONAL

Personal			
Proceso	Dedicación [h]	Coste horario [€/h]	Coste (€)
Documentación	55	20	1100
Software	250	20	5000
Testeo	75	20	1500
SUBTOTAL [€]			7600

Tabla 14. COSTE DE EQUIPOS

Equipos					
Elemento	Coste total [€]	Utilización [%]	Dedicación [meses]	Depreciación [Meses]	Coste [€]
Ordenador	850	100	4,5	60	63,75
SUBTOTAL [€]					63,75

Tabla 15. COSTE DE LICENCIAS

Licencias					
Elemento	Coste total [€]	Utilización [%]	Dedicación [meses]	Depreciación [Meses]	Coste [€]

UNE-EN 1991-2	144	100	1	1	144
Microsoft office	99	100	4,5	12	37,13
				SUBTOTAL [€]	181,13

Asumiendo un 15% del total como costes indirectos:

Licencia	
Costes directos	7844,88
Costes indirectos	1176,73
TOTAL [€]	9021,61

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] J.M. Goicolea, M. Cuadrado, J. Viñolas, P. Galvín, E. García Vadillo y A. Mateos (editores), Estudio del comportamiento a medio y largo plazo de las estructuras ferroviarias de balasto y placa. ISBN978-84-7790-528-8, vol M-111, pp. 1–147, 2012. Editor: Monografías CEDEX, Centro de publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento, Madrid, España.

[2] J.M. Goicolea, J. Domínguez, J.A. Navarro y F. Gabaldón. NUEVOS MÉTODOS DE CÁLCULO DINÁMICO PARA PUENTES DE FERROCARRIL EN LAS INSTRUCCIONES IAPF Y EUROCÓDIGO 1. 2004.

1991-2, UNE-EN. Eurocodigo 1: Acciones en estructuras de cargas de tráfico en puentes. 2004

Hierro, Fundación Caminos de. Manual Dinam 3.0

Ministerio de fomento, Gobierno de España. Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. 2010.

Comisión Europea. Directiva 2008/57/CE. Sobre la interoperabilidad del sistema ferroviario dentro de la comunidad.

Martí Grau, Víctor, Análisis crítico del método de la impronta/LIR para el cálculo dinámico de puentes de ferrocarril de alta velocidad ante el paso de composiciones regulares: aplicación al proyecto de estructuras isostáticas de distintas luces. 2018. Valencia, España

Gómez del Pulgar Vázquez, Daniel, Comportamiento dinámico de viaductos ferroviarios para muy altas velocidades. 2013. Madrid, España.